



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN
NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**EFFECTO DE LA INTERACCIÓN
SUELO-ESTRUCTURA EN LAS PROPIEDADES
DINÁMICAS DE PUENTES**

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA

OMAR MONTES ALVAREZ

ASESOR

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN. FEBRERO DE 2012



AGRADECIMIENTOS

Al Creador:

Por permitirme llegar a esta etapa de mi vida, por guiarme día a día, porque en Él esta depositada mi fe y confianza y nunca se aparta de mi lado.

A mis padres:

Por contar en todo momento con su apoyo y comprensión, por el gran ejemplo y cariño que he recibido y sobre todo por ser mis padres.

Al Dr. José Manuel Jara Guerrero:

Por su paciencia, apoyo y orientación durante el desarrollo de este trabajo, además por ser un gran investigador que engrandece a nuestro país.

A mis hermanos, maestros y amigos:

Por brindarme su amistad sincera y por estar conmigo cuando los he necesitado.



ÍNDICE

OBJETIVO GENERAL.	iv
OBJETIVOS PARTICULARES.	iv
1. INTRODUCCIÓN.	1
2. ESTADO DE CONOCIMIENTO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN PUENTES.	3
2.1. Breve historia del origen de los temblores.	4
2.2. Efecto del tipo de suelo en la intensidad de los sismos.	6
2.3. Interacción suelo – estructura.	9
2.4. Importancia de modelar puentes con interacción suelo – estructura.	12
2.5. Modelo de interacción suelo – estructura en puentes.	14
3. DESCRIPCIÓN DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO.	16
3.1. Clasificación de puentes.	17
3.2. Descripción de los elementos que forman un puente.	18
3.2.1. Subestructura.	18
3.2.2. Superestructura.	19
3.2.3. Otros elementos.	20
3.3. Algunos puentes carreteros importantes del país.	20
3.3.1. Puente El Baluarte.	21
3.3.2. Puente Chiapas.	22
3.3.3. Puente Infiernillo II.	23
4. TIPOS DE CIMENTACIÓN MÁS COMUNES EN PUENTES CARRETEROS.	25
4.1. Definiciones y conceptos generales.	26
4.2. Tipos de cimentaciones.	27
4.2.1. Cimentaciones superficiales.	27
4.2.2. Cimentaciones profundas.	29
4.3. Cimentaciones comunes en puentes carreteros.	31
4.4. Capacidad de carga última en cimentaciones superficiales.	32
4.5. Distribución de presiones bajo cimentaciones superficiales.	34
5. PARÁMETROS DE LOS SUELOS PARA CONSIDERAR LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.	36
5.1. Clasificación de suelos.	37
5.1.1. Suelos gruesos.	37
5.1.2. Suelos finos.	37
5.2. Resistencia de los suelos.	39
5.3. Velocidad de ondas de corte.	41
5.3.1. Ondas sísmicas.	41



5.3.2. Valores aproximados de velocidad de ondas de corte.	42
5.4. Modulo de rigidez al corte.	43
5.5. Otros parámetros.	44
5.5.1. Peso específico.	44
5.5.2. Aceleración de la gravedad.	45
5.5.3. Densidad.	45
6. MODELOS DE ANÁLISIS PARA CUANTIFICAR PROPIEDADES DINÁMICAS.	46
6.1. Descripción del puente.	47
6.1.1. Ubicación.	47
6.1.2. Superestructura.	47
6.1.3. Subestructura.	49
6.1.4. Modelo del puente.	50
6.1.5. Diseño de la cimentación.	58
6.2. Análisis modal espectral.	67
6.2.1. Cálculo de las características de la cimentación para los modelos dinámicos.	70
6.3. Análisis pushover.	76
6.3.1. Esfuerzo y deformación.	76
6.3.2. Análisis pushover (AENL).	77
7. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS PUENTES.	85
7.1. Resultados del análisis modal espectral.	86
7.1.1. Puente empotrado en su base.	86
7.1.2. Puente cimentado en suelo duro (roca).	88
7.1.3. Puente cimentado en suelo firme y denso.	89
7.1.4. Puente cimentado en suelo medio.	89
7.1.5. Puente cimentado en suelo blando.	90
7.1.6. Comparación de los resultados del análisis modal.	90
7.2. Resultados del análisis estático no lineal (Pushover).	91
7.2.1. Modelo con base empotrada y $A_s = 1\%$.	92
7.2.2. Modelo con base empotrada y $A_s = 0.5\%$.	94
7.2.3. Modelo cimentado en suelo blando y $A_s = 1\%$.	95
7.2.4. Modelo cimentado en suelo blando y $A_s = 0.5\%$.	96
7.2.5. Discusión de los resultados del análisis estático no lineal (Pushover).	98
8. CONCLUSIONES.	101
9. REFERENCIAS.	103



OBJETIVO GENERAL

Determinar los efectos de la Interacción Suelo – Estructura mediante el análisis dinámico en el puente carretero analizado bajo diferentes condiciones de sitio y establecer si la consideración de los efectos de ISE es importante en la respuesta sísmica de puentes similares a los que frecuentemente se construyen en México.

OBJETIVOS PARTICULARES

Modelar una estructura típica de puentes de longitud media para determinar la diferencia entre el comportamiento esperado de la estructura considerando la ISE y despreciándola.

Conocer la capacidad sísmica o desempeño de la estructura, mediante el análisis pushover, ante el movimiento sísmico de 1985 registrado en algunas estaciones cercanas a la fuente sísmica de subducción, al igual que para un temblor producido en la misma fuente con un periodo de retorno de 500 años.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En la actualidad ocurren eventos extremos que pueden ser de diferente intensidad, algunos catastróficos que producen grandes pérdidas económicas y humanas. En ocasiones se afirma que algunos de estos eventos (huracanes, tornados, etcétera) son consecuencia del calentamiento global producido por el abuso desmedido de los recursos naturales y la contaminación provocada por el hombre.

Los sismos fuertes en magnitud siempre han estado presentes a lo largo de la historia del hombre. Un ejemplo de un gran sismo es el ocurrido en Chile en 1906 cuya magnitud fue de 8.2 en la escala de Richter y ocasionó 20000 pérdidas humanas (Jara y Jara, 2007). El sismo de Chile ocurrió hace más de un siglo y en ese entonces no se tenían memorias de huracanes o tornados como los que han sucedido a partir del año 2000.

Como se mencionó anteriormente los sismos traen consigo una gran cantidad de pérdidas económicas y, en la mayoría de los casos lo que es peor, un gran número de pérdidas humanas. Por ejemplo el temblor de Sumatra ocurrido en 2004, que tuvo una magnitud de 9.1 en la escala de Richter y que cobró 227898 vidas (Jara y Jara, 2007).

Debido a que los sismos, hasta el día de hoy, no se pueden predecir a diferencia de otros eventos como los huracanes, los investigadores se han enfocado a reducir los efectos que producen en las estructuras. Uno de estos factores que amplifican o reducen los efectos de los movimientos sísmicos es el tipo de suelo o dicho de otra forma la Interacción Suelo – Estructura (ISE).

Existe una gran diferencia en el comportamiento sísmico entre las estructuras construidas sobre roca y sobre suelo blando, es decir las ondas sísmicas sobre suelo blando se amplifican lo que ocasiona que la estructura se mueva mucho más que la estructura cimentada sobre roca. Lo anterior se puede observar claramente en los efectos que produjo el sismo de Michoacán de 1985 en la Ciudad de México.

Por lo general cuando se diseña una estructura se hace suponiendo que se encuentra empotrada en su base, como si el suelo fuera infinitamente rígido, sin embargo esto no es verdad, existen suelos blandos que no se pueden suponer de gran rigidez. Es sabido que la cimentación se diseña de acuerdo a los elementos mecánicos que se presentan en la base de la estructura y también con base en el tipo de suelo sobre el que se construirá; lo anterior hace que se puedan tener diferentes dimensiones para diferentes tipos de suelo y por lo tanto diferentes rigideces. La cimentación es la parte de la estructura que relaciona el suelo con la estructura y viceversa, por lo tanto en los modelos utilizados para el diseño se debe considerar la rigidez de la cimentación con el fin de tomar en cuenta, de cierto modo, el tipo de suelo sobre el que se construirá.



En nuestro país existen grandes puentes que están contruidos cerca de las zonas sísmicas, estos puentes por lo general son vulnerables a sismos de magnitud importante y si a esto se suma que no se ha considerado la ISE en su diseño, pueden ser aun más vulnerables.

Debido a que los puentes llevan implícito un gran costo de construcción y reparación, es importante determinar los efectos que produce la consideración de la interacción suelo – estructura en el diseño de estas construcciones y si es importante o no dicha consideración.

Para evaluar el efecto del tipo de suelo, se realizarán análisis dinámicos a un puente carretero tipo de tres claros continuos para así determinar las propiedades dinámicas y las diferencias entre estas al considerar empotrada la base de la estructura y considerando diferentes tipos de suelo de cimentación.

Al final se realiza un análisis estático no lineal (pushover) y se determina el punto de desempeño para diferentes condiciones, y de este modo determinar el desempeño esperado de la estructura ante movimientos sísmicos.



CAPÍTULO II

ESTADO DE CONOCIMIENTO DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA EN PUENTES

En este capítulo se presentan, de manera general, los antecedentes del fenómeno interacción suelo-estructura, así como la importancia de tomar en cuenta dicha interacción en el diseño de obras civiles, más específicamente en los puentes. Además se explican algunos conceptos importantes para la comprensión total del fenómeno.



2.1 BREVE HISTORIA DEL ORIGEN DE LOS TEMBLORES.

Durante la historia del hombre, se hace referencia a diversos movimientos de la corteza terrestre, los cuales eran asociados por las diferentes civilizaciones a castigos divinos. Con el paso de los años y debido a las investigaciones que se realizaron para explicar racionalmente el movimiento del suelo, se propusieron diferentes teorías, entre las cuales se pueden destacar las siguientes:

- Aristóteles. Suponía que los sismos se generaban por efecto de masas de aire caliente que intentaba escapar hacia la superficie de la tierra.
- Alberto Magno. Atribuía los movimientos del suelo a la influencia de los astros.
- Alfred Wegener (Deriva Continental). Es la teoría que actualmente se acepta como explicación al origen de los temblores, y que postula que la corteza terrestre está dividida en fracciones llamadas placas tectónicas, además las placas tectónicas se encuentran en constante movimiento, debido a las corrientes de convección en el manto de la tierra, lo que provoca que las placas choquen y, en algunas zonas, una placa subyace bajo otra.

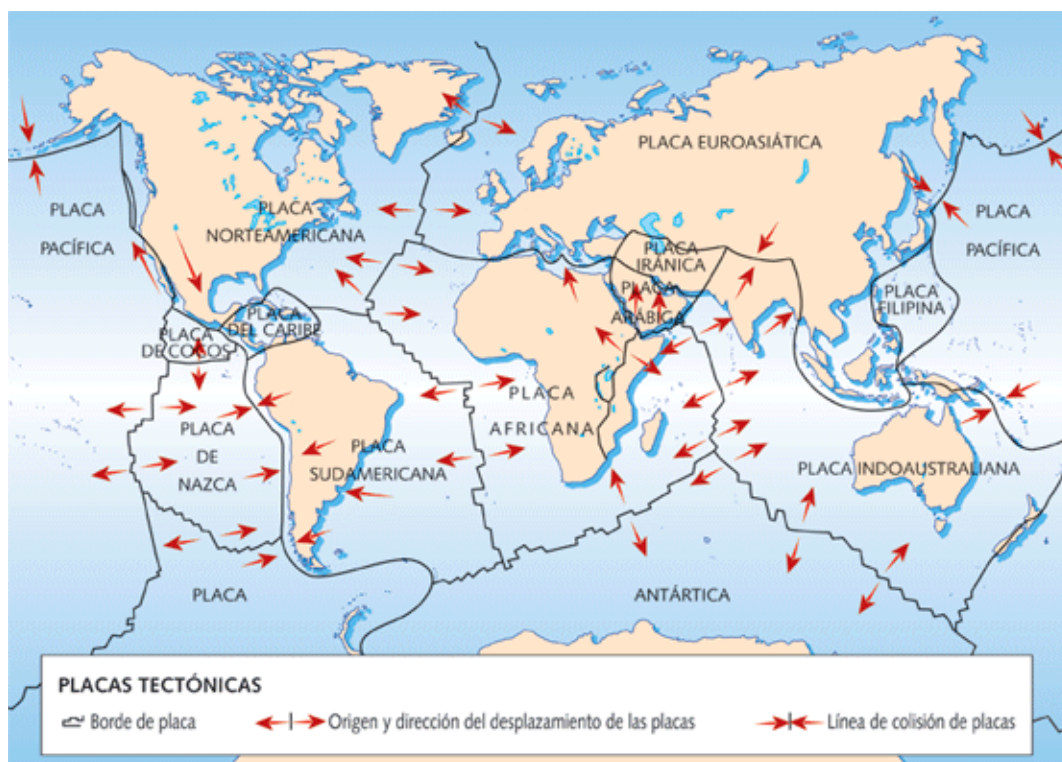


Figura 1 - Placas Tectónicas.

<http://www.yalosabes.com/%C2%BFque-son-las-placa-tectonica-o-continentales.html>

Quando dos placas chocan y se presenta el fenómeno de subducción, se libera una gran cantidad de energía debido al vencimiento de la fricción entre las dos rocas, produciendo un gran movimiento que viaja a través de la corteza terrestre, hasta disiparse por efecto de la atenuación de las ondas sísmicas.



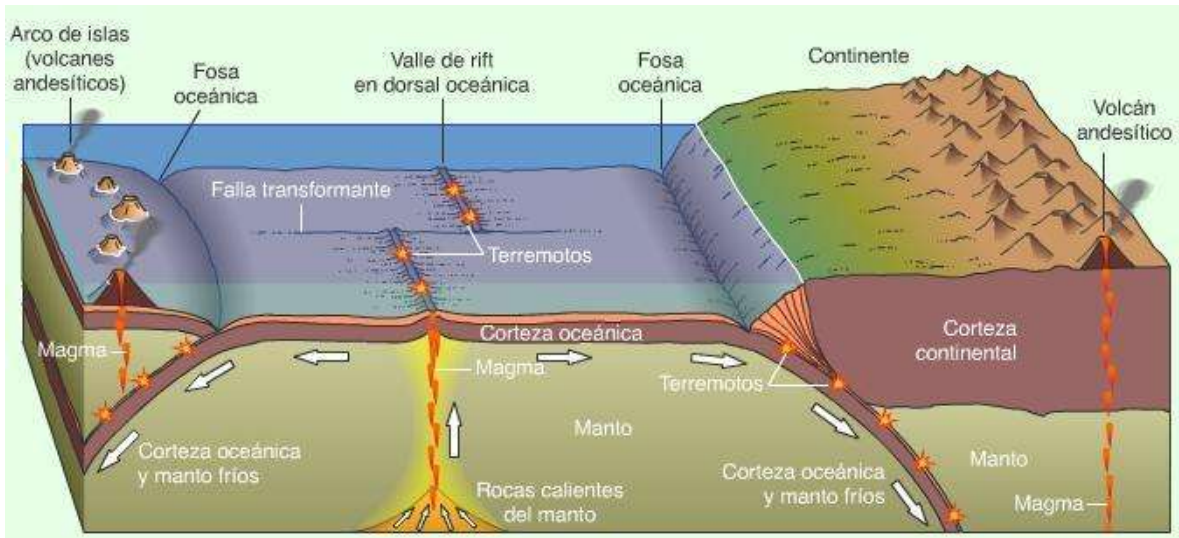


Figura 2 – Subducción.

http://recursostic.educacion.es/secundaria/edad/4esobiologia/4quincena4/4q4_contenidos_2a.htm

El origen de los volcanes está también asociado a la teoría de la deriva continental, ya que al subyacer una placa oceánica en una continental, se incrementa la temperatura, produciendo grandes deformaciones en la corteza.

Como se observa en la figura 1, existe un área con la presencia de una gran cantidad de volcanes; a esta área, debido a la gran actividad sísmica y volcánica que presenta, se le conoce como *Cinturón de Fuego*. México y otros países, en los que se han originado sismos de gran magnitud, se encuentran en el Cinturón de Fuego.

Los sismos que se producen por subducción, están asociados al ángulo de buzamiento entre las placas, por ejemplo a menor ángulo de buzamiento, mayor será la energía liberada y por lo tanto mayores los efectos del movimiento de la corteza; y por el contrario, a mayor ángulo de buzamiento, menores las magnitudes del terremoto que se produzca.

Además de los sismos que se producen por el efecto de la subducción, podemos mencionar otras fuentes de origen, por ejemplo: las fallas de transformación, las cuales se originan por el movimiento transversal de una placa tectónica con respecto a otra. Las fallas normales, cuando el peso propio de la placa que se introdujo en la continental se rompe, por efecto de la flexión, dando lugar a un temblor. Las fallas locales, que son las fallas que se encuentran al interior de los continentes y que están prácticamente al nivel de la corteza, su movimiento relativo genera temblores de mediana intensidad.

En nuestro país los sismos que se presentan con mayor frecuencia son aquellos que tienen su origen en la falla de subducción, que se localiza en la costa del océano Pacífico, en los estados de Jalisco, Colima, Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas (Jara y Jara, 2007).



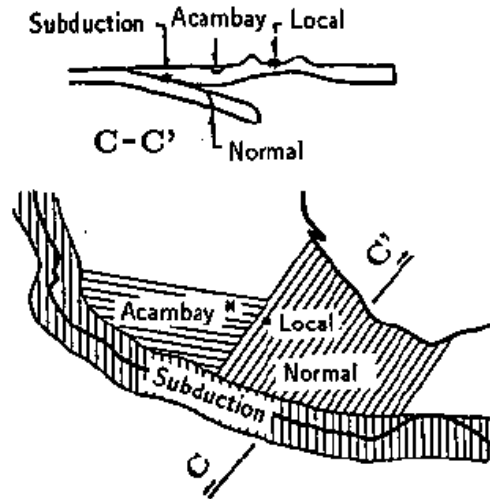


Figura 3 – Fuentes que originan los sismos.
Reinoso Angulo Eduardo, *Riesgo Sísmico de la Ciudad de México*.

2.2 EFECTO DEL TIPO DE SUELO EN LA INTENSIDAD DE LOS SISMOS.

La mañana del 19 de septiembre de 1985 en las costas de Michoacán, se produjo uno de los terremotos más devastadores de la historia de México, al menos de los que se tiene registro. El sismo fue de magnitud 8.1 en la escala de Richter. Este movimiento causó daños moderados en las zonas cercanas al epicentro, sin embargo a 350 km, en la Ciudad de México, el daño fue catastrófico. Miles de personas perdieron la vida, viviendas e instalaciones de gran importancia colapsaron y otras sufrieron un gran daño. Muchas personas sufrieron heridas importantes y otros quedaron bajo los escombros de los edificios colapsados; esto sólo en tres minutos que duró el movimiento.

Pero, ¿Por qué en la Ciudad de México, tan alejada del epicentro, se produjo un daño tan importante? Recordando un poco de la historia de México, se puede hacer mención que el Distrito Federal se edificó sobre sedimentos del lago de Texcoco y Xochimilco, lo que lleva a pensar que se trata de suelos sumamente blandos.

Es también sabido que las ondas sísmicas en terreno blando se amplifican, causando un mayor movimiento del suelo, y por lo tanto incrementando el movimiento de las estructuras que están edificadas sobre este (Reinoso 2007).

El Valle de México se encuentra dividido en tres zonas, en función del tipo de suelo que predomina:

- Zona I (Lomas). Suelos rocosos generalmente firmes, de alta resistencia y poco compresibles.



- Zona II (De transición). Constituida principalmente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con arcilla lacustre. Son suelos de mediana resistencia.
- Zona III (Lacustre). Depósitos profundos de arcilla, muy blandos y altamente compresibles, suelen estar cubiertos por rellenos artificiales. Se encuentra dividida en cuatro subzonas.

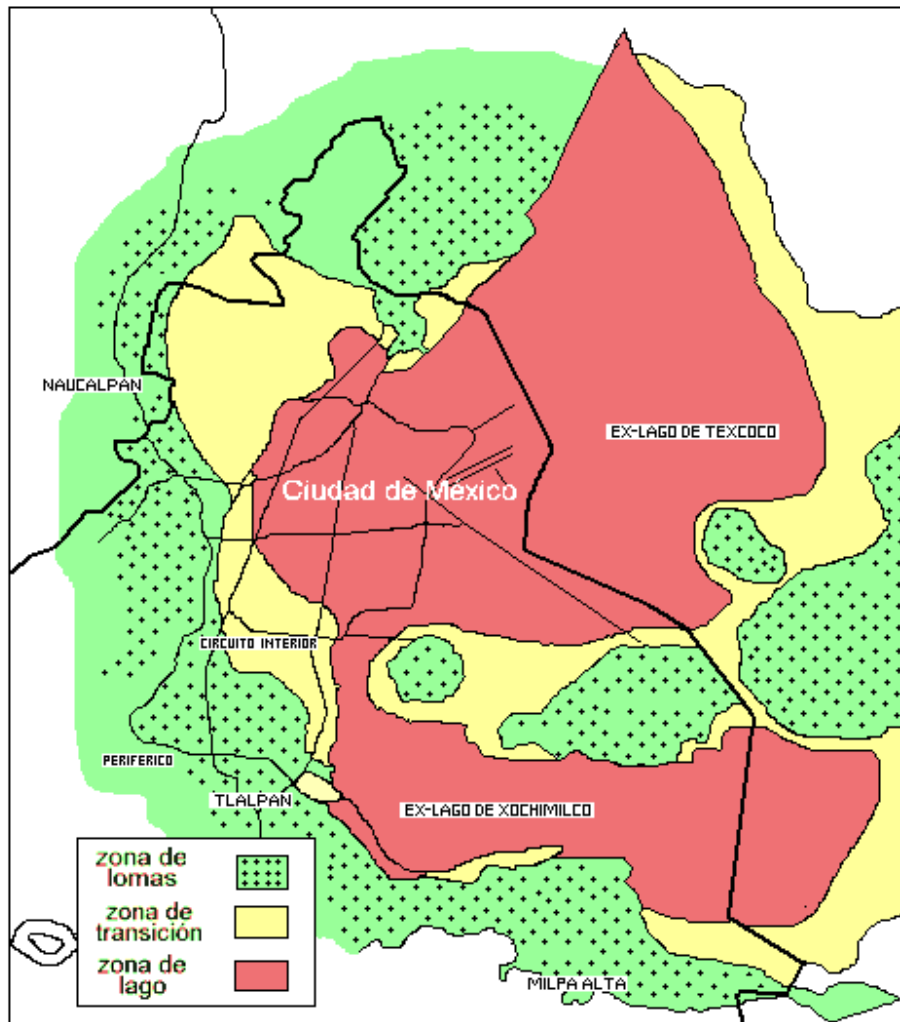


Figura 4 – Zonificación para la Ciudad de México.
<http://www.ssn.unam.mx.html>

En la Ciudad de México el sismo de 1985 fue registrado por varios aparatos medidores de aceleración del terreno, algunos de estos aparatos se encontraban en la zona I (UNAM) y otros en la zona III (SCT). Los aparatos que se encontraban en la zona I registraron aceleraciones del orden de 0.03g a 0.04g, mientras que los acelerógrafos que se encontraban en la zona III registraron aceleraciones cinco veces mayores a las anteriores, del orden de 0.15g a 0.2g.



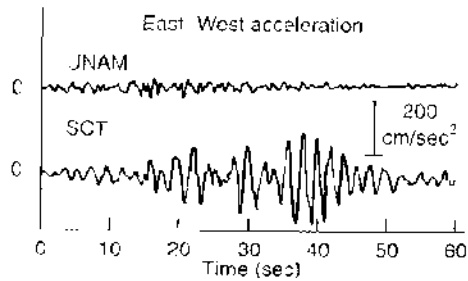
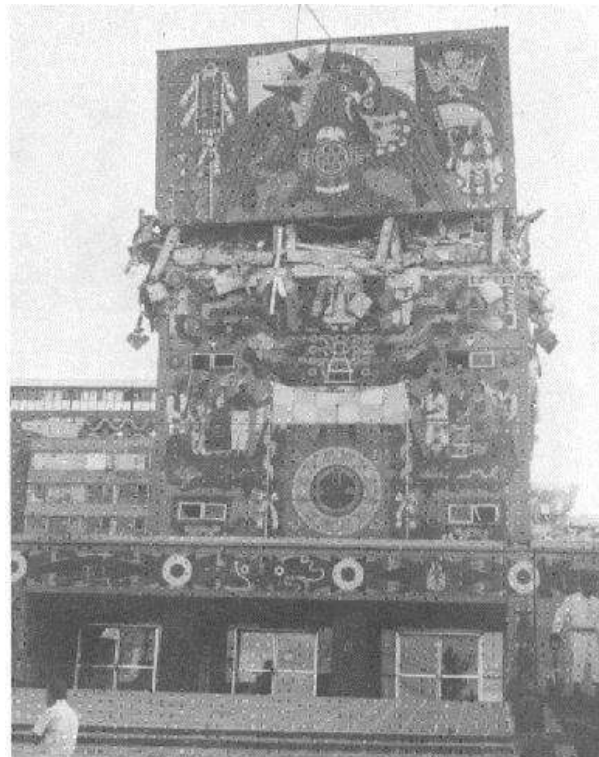


Figura 5 – Registros de aceleración del terreno. Stone, et al. (1987).

Lo anteriormente dicho demuestra que el tipo de suelo, sobre el que se construye una estructura, influye de manera significativa en el comportamiento sísmico de esta, sobre todo cuando se trata de suelos blandos o altamente compresibles, como los de la zona III de la Ciudad de México.

El sismo de Michoacán causó un gran daño en el Valle de México, a pesar de que la Ciudad está tan alejada de la fuente sísmica. Este daño se atribuye a los efectos de sitio, que son las condiciones que predominan en el subsuelo y que afectan el movimiento sísmico; sin olvidar que los edificios de ese entonces eran muy vulnerables a la acción de las sollicitaciones dinámicas a las que estuvieron expuestas en el sismo de 1985.



La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, el 19 de septiembre de 1985. (Foto: Cinna Lomnitz, 1985)

Figura 6 – SCT. Septiembre 19 de 1985.

<http://www.ssn.unam.mx/website/jsp/CONACYT/IMG/foto9-s.jpg>



2.3 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Como se mencionó en el apartado anterior, el tipo de suelo es de gran relevancia en el comportamiento de las estructuras ante los movimientos de la corteza terrestre. Las estructuras, en general se construyen sobre terreno firme, o bien sobre terreno blando, independientemente del posible mejoramiento o compactación del sitio.

Todas las obras civiles que se construyen, desde épocas remotas hasta la actualidad, se apoyan sobre la cimentación, que es la parte encargada de transmitir las cargas actuantes en la estructura al suelo en que esta se encuentra. De manera tal, también es importante hacer notar que si el suelo se mueve, la estructura comenzará a moverse en función de algunas propiedades de la estructura, a saber: el peso total; rigidez lateral; altura; tipo, forma y rigidez de la cimentación; características del suelo; etc.

Cuando una estructura se encuentra cimentada en roca, se supone que el movimiento en cualquier punto de la base de la estructura es prácticamente el mismo al que ocurriría si la estructura no existiera. De esta manera, el análisis sísmico se limita a la respuesta del modelo suponiendo base empotrada.

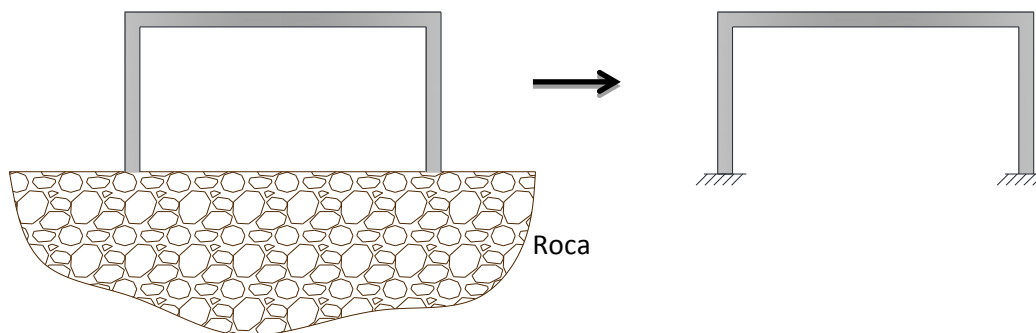


Figura 7 – Modelo sobre roca.

Por lo tanto se puede decir que el fenómeno interacción suelo-estructura son los efectos que se producen entre el suelo y la estructura ante sollicitaciones laterales o cargas dinámicas. En otras palabras es la modificación del movimiento del suelo, en la vecindad de la cimentación de la estructura, por efecto de la presencia de esta. Este fenómeno, modifica las propiedades dinámicas de la estructura, así como también la forma del movimiento del terreno que se encuentra circundando la estructura; es decir, las ondas sísmicas viajan a través del suelo y al encontrarse con un obstáculo (cimentación) modifican su trayectoria y varían, a su vez, el movimiento del suelo.



De acuerdo con algunas publicaciones (CFE, 2008), el fenómeno interacción suelo-estructura puede dividirse en dos: interacción cinemática e interacción inercial.

La interacción cinemática, está directamente relacionada con la rigidez y geometría de la cimentación, reduce su movimiento e induce cabeceo y torsión. El movimiento en la base de la estructura se modifica por la presencia de la cimentación, ya que por lo general la cimentación es mucho más rígida que el suelo donde se encuentra. Por ende, algunos de los factores que influyen en la interacción cinemática son: la rigidez y forma de la cimentación, profundidad, tamaño, etc. Dicho de otra manera, la interacción cinemática será más significativa mientras mayor sea el contraste entre la rigidez de la cimentación y la rigidez del suelo.

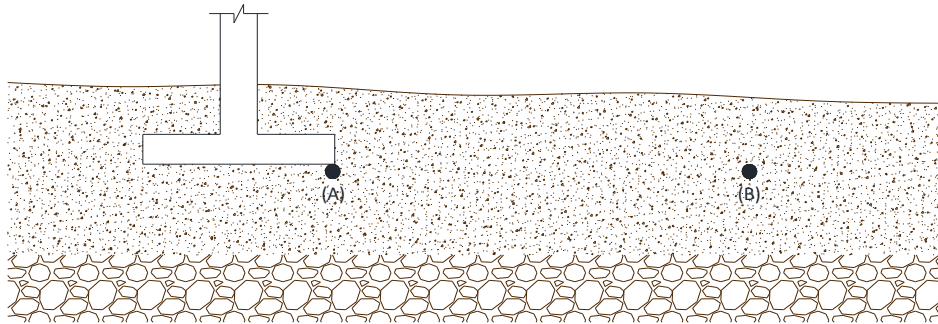


Figura 8 – Interacción cinemática.

La interacción inercial, se relaciona con la inercia y elasticidad del sistema, y en general, incrementa el periodo fundamental y el amortiguamiento, y además reduce la ductilidad del sistema. Se dice que los efectos causados por la interacción inercial son más significativos que los de la interacción cinemática. Los factores que influyen en la existencia de la interacción inercial son: la flexibilidad del suelo, la masa de la estructura, la relación de esbeltez, entre otros.

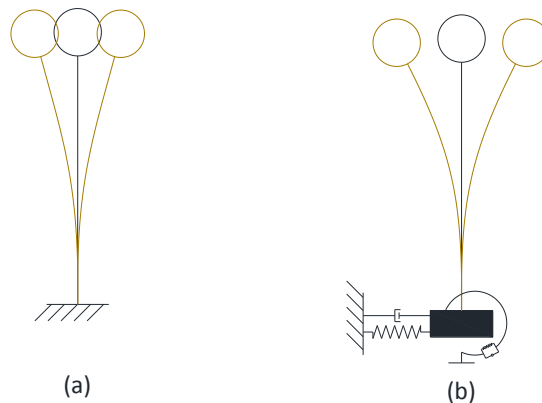


Figura 9 – Modificación del periodo por interacción inercial, (a) S1GL sin interacción suelo-estructura. (b) S1GL con interacción suelo-estructura.



En la actualidad la mayoría de los reglamentos de construcción en el mundo, consideran los efectos de la interacción suelo-estructura. En nuestro país el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2008) hace referencia a que los efectos de la interacción suelo-estructura sólo se tomaran en cuenta cuando:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} < 2.5$$

Y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, menciona que los estos efectos se pueden despreciar cuando:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5$$

Dónde:

- T_e Periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida.
- T_s Periodo dominante del sitio.
- H_s Espesor de la estratigrafía.
- H_e Altura efectiva de la estructura.

Además los reglamentos muestran la forma de realizar manualmente el análisis con interacción suelo-estructura. Para estos análisis se utilizara primordialmente el “*Bridge Design Manual (LRFD)*” de Washington State Department of Transportation (WS DOT).

Para realizar el modelado de una estructura que no se encuentra sobre roca, se deben sustituir los apoyos empotrados en la base, por resortes cuyas rigideces a lo largo y alrededor de cada uno de los ejes se deben calcular en función de las propiedades de la cimentación y del módulo de rigidez al corte (dinámico) del suelo.

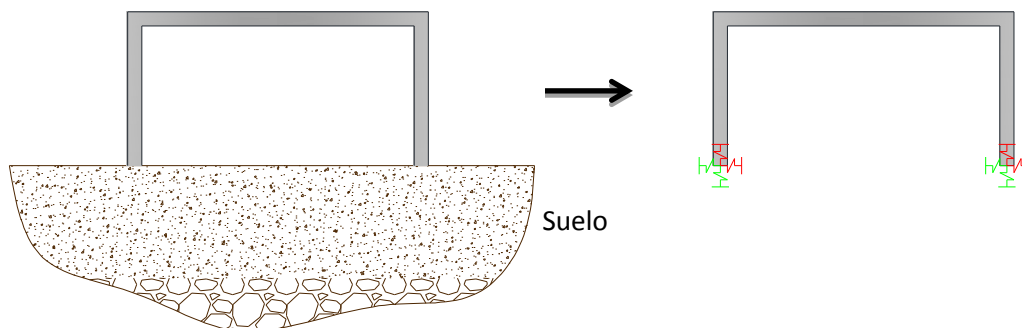


Figura 10 – Modelo sobre suelo blando.

Para los análisis futuros del fenómeno interacción suelo-estructura se hará uso del programa denominado SAP2000 versión 14 (CSI), con el fin de realizar todos estos análisis de una



forma más sencilla y eficiente, tratando a toda costa de evitar errores humanos que pudieran perjudicar el modelo elaborado.

2.4 IMPORTANCIA DE MODELAR PUENTES CON INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

En la actualidad y debido a que cada vez las estructuras que se construyen son más novedosas y/o de mayor tamaño, se debe contar con un buen diseño de la estructura y además considerar en este la interacción suelo-estructura, sobre todo si la construcción se realiza en zonas de alta actividad sísmica o en lugares donde los efectos de sitio son importantes, como en terrenos blandos.



Figura 11 – Puente colapsado por el terremoto de 8.8 grados en Chile.

www.radiobaragua.cu/Palma%20Soriano/noticias/2010/marzo/imagenes_terremoto_8,8_sacude_chile_1marz.htm

Anteriormente el diseño de las obras civiles se realizaba suponiendo base rígida, o más bien dicho suponiendo suelo rocoso o de alta resistencia, algo que con el sismo de 1985 y algunos estudios previos se rechazó tajantemente.

Los puentes son estructuras de gran importancia, no sólo por su elevado costo, sino también porque son vías de comunicación que contribuyen al desarrollo económico del país, y que al colapsar pueden causar un gran número de pérdidas humanas, o bien dejar incomunicada una población ante un fenómeno natural. Por tanto es importante que a pesar de todo, los puentes y vías de comunicación se mantengan en pie y bajo condiciones aceptables de operación ante fenómenos naturales destructivos.

En desastres naturales que afecten directamente una o varias poblaciones, como sismos o huracanes, es importante que las vías de comunicación permanezcan intactas ante tales eventos, con el objetivo de que se pueda brindar ayuda pronta y expedita a las poblaciones afectadas.

Los puentes son grandes estructuras que permiten salvar depresiones topográficas, ríos caudalosos, o en algunos casos cruzar lagos enteros. Un puente, debido a su importancia, debe conservarse en pie a pesar de las catástrofes que ocurran provocadas por fenómenos naturales, tan frecuentes en nuestro país.



Como ya se mencionó, existen diferentes tipos de suelo sobre los que se puede construir una obra civil. En los puentes, y sobre todo aquellos que se construyen sobre suelos blandos o arcillas altamente compresibles, se debe tener en cuenta la amplificación del movimiento del suelo por efecto de los sismos; en otras palabras se deben tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura en su diseño. Lo anterior garantiza que se está realizando un buen diseño, y previniendo de alguna forma el colapso de la estructura.

Pero si bien se diseña tomando en cuenta ISE, también es importante hacer notar que es falso que considerando estos efectos la estructura jamás fallará por efecto de las amplificaciones de las ondas sísmicas. Es decir, no se diseñará para un evento sísmico o amplificaciones que jamás hayan ocurrido. En otros términos, no es aplicable diseñar para un temblor de 10 grados en la escala de Richter, ya que este evento jamás ha sucedido. Por otro lado, no se puede sugerir que el terremoto mencionado jamás ocurrirá ya que nunca se ha presentado.



Figura 12 – Puente colapsado por el terremoto de Kobe en 1995.
<http://alswblog.org/2011/08/27/el-memorial-japones-del-terremoto-de-kobe-de-1995/>

Para lo anterior, se toman en cuenta normativas que describen la forma de diseñar una estructura de forma segura, para eventos comunes o frecuentes. El Manual de Obras Civiles de la CFE, por ejemplo, hace referencia a estudios de peligro sísmico del sitio que se basan en conceptos de probabilidad y estadística y que determinan el peligro sísmico determinista y probabilista para el lugar deseado. Además existe bibliografía especializada en el tema de peligro sísmico, tal es el caso del libro denominado “*Peligro Sísmico*” (Jara Guerrero y Jara Díaz, 2007), en el cual se describen los procedimientos a seguir para realizar los estudios de peligro sísmico de un sitio.

Finalmente se puede hacer mención que el comportamiento de los puentes u otras estructuras será lo más cercano a la realidad al considerar los efectos de la ISE en su modelado, ya que dichos efectos llevan implícitas las propiedades dinámicas del suelo sobre el que se encuentra construida la obra, y además es importante recordar que ninguna estructura se comporta como se diseña, sino de acuerdo a las condiciones de sitio y a las solicitaciones a las que se somete en la realidad.



2.5 MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN PUENTES.

Para este análisis se consideraran puentes carreteros de tres claros continuos, semejantes al mostrado en la siguiente figura:

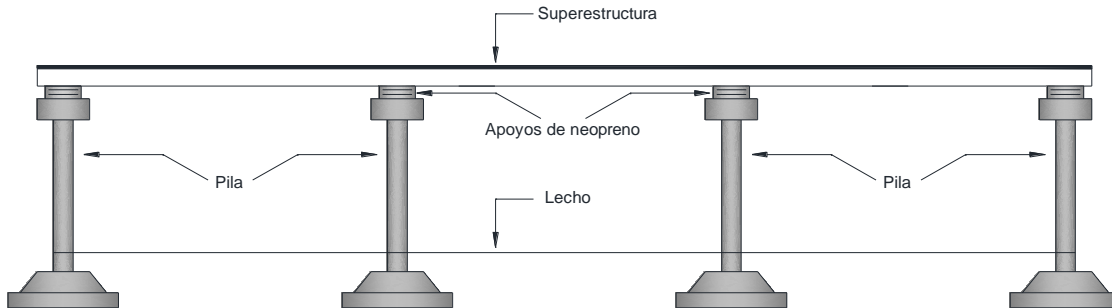


Figura 13 – Puente carretero. (Adaptada de Tongaonkar, N.P).

Para modelar el puente mostrado en la figura anterior se idealiza de manera tal que la cimentación se sustituya por resortes de rigidez equivalente a la de la cimentación, se usan resortes en cada una de las direcciones de los ejes coordenados, es decir a lo largo de la dirección X , Y e Z (K_b); también se colocan resortes que simulen el amortiguamiento en la base (C_b) y al igual que los anteriores se ubican a lo largo de cada una de las direcciones. Se incluyen resortes que suponen la rotación de la cimentación o cabeceo y torsión; y cuyas rigideces corresponden a la rigidez de un resorte y de un amortiguador (K_b , C_r). Lo anterior provocara que la cimentación pueda desplazarse en dirección X e Y , o girar alrededor de cualquier eje, dependiendo del movimiento del terreno.

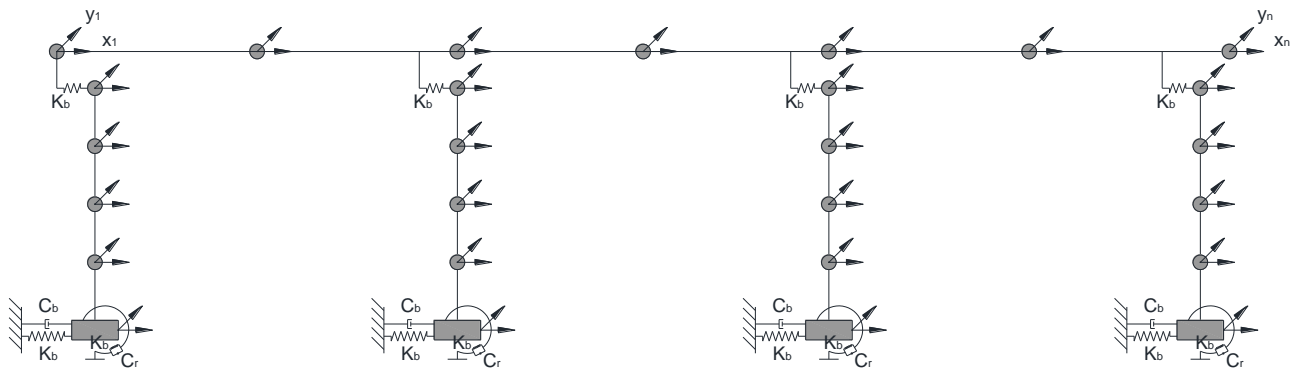


Figura 14 – Modelo matemático del puente de la figura 13. (Adaptada de Tongaonkar, N.P).

Las pilas son modeladas como sistemas divididos y cada división es conectada por un nodo. En dichos nodos se consideran seis grados de libertad. En otras palabras las pilas se discretizan de tal manera que se describa el movimiento lo más cercano posible a la realidad.



En la parte superior de las pilas se colocan apoyos de neopreno (en apartados posteriores se explican estos conceptos), los cuales son representados por resortes que conectan la superestructura con las pilas, estos resortes poseen rigideces del orden de los 250 ton/m en dirección X e Y, así como 5000 t/m en dirección Z.

La superestructura, al igual que las pilas, también se discretiza de tal modo que esté unida por nodos considerando seis grados de libertad.

Por lo general, o al menos para los análisis posteriores, los elementos estructurales de los puentes carreteros están contruidos de concreto reforzado, y con propiedades estructurales basadas en la normativa de diseño apropiada.

La consideración en el diseño de ISE, no sólo contribuye a conocer de una manera más acertada el comportamiento de la estructura si no que, de acuerdo con artículos técnicos publicados (Tongaonkar, 2003), cambia la respuesta sísmica de la estructura y al mismo tiempo puede inclusive reducir el costo de diseño, por lo anterior es muy importante conocer la manera que se idealiza un modelo con ISE.



CAPÍTULO III

DESCRIPCIÓN DE PUENTES TÍPICOS EN MÉXICO

Se presenta en este capítulo una descripción general de las características principales de puentes desde diversos puntos de vista, los elementos que forman la superestructura así como la subestructura de dichas estructuras, su funcionamiento, características físicas más importantes, materiales de construcción, etc. También se incluye una reseña de algunos de los puentes más relevantes y/o novedosos del país.



3.1 CLASIFICACIÓN DE PUENTES.

La clasificación de las estructuras, o más específicamente de puentes, se puede realizar desde diversos puntos de vista, entre ellos se encuentran el material utilizado para su construcción, su uso y su tipología, entre otros.

- Material utilizado para su construcción.
 - Madera.
 - Mampostería.
 - Acero.
 - Concreto armado.
 - Concreto presforzado.
 - Combinación de los materiales mencionados.
- Uso.
 - Puentes peatonales.
 - Viaductos.
 - Puentes carreteros (pasos carreteros).
 - Puentes ferroviarios (pasos ferroviarios).
- Tipología.
 - Puentes de arco.
 - Librementemente apoyados.
 - Cantiliver.
 - Puentes atirantados.
 - Puentes de armadura.
 - Doble voladizo.
 - Puentes colgantes.

Existen también otras clasificaciones de puentes que consideran su movilidad y se agrupan en: fijos, móviles y flotantes.

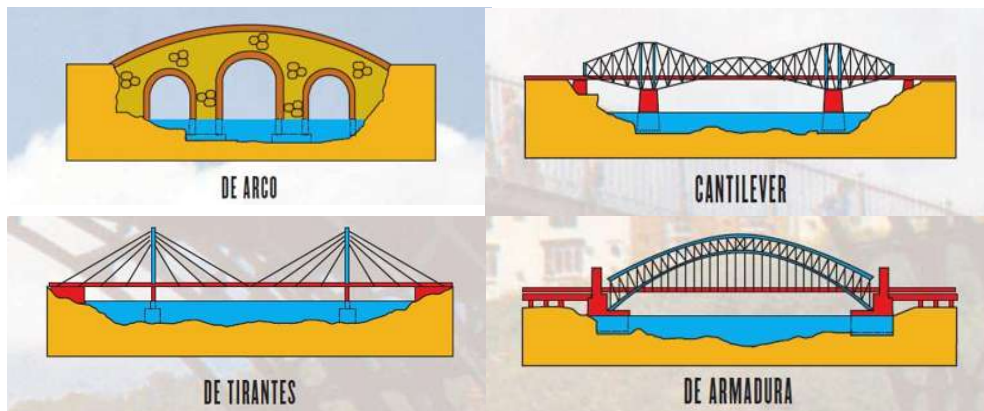


Figura 75 – Algunos tipos de puentes.





Figura 16 – Puente móvil.

Los puentes flotantes son aquellos que se apoyan sobre flotadores, los cuales mantienen al puente en una situación más o menos fija. Los elementos flotantes pueden ser barcas, pontones, etc. Este tipo de puentes se construyen en cuerpos de agua sumamente profundos o donde resulta muy difícil cimentar.

La construcción de cualquier tipo de puente en las vías de comunicación, dependerá de las condiciones topográficas e hidrológicas del sitio, y además de las características específicas del proyecto.

3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE FORMAN UN PUENTE.

Fundamentalmente los puentes se dividen en dos partes: la subestructura y la superestructura.

3.2.1 Subestructura.

Parte del puente que está formada por los estribos o pilas extremas, pilas o apoyos centrales, y la cimentación. Los estribos tienen la función de contener los terraplenes que dan acceso al puente, por lo general son construidos de concreto armado y suelen tener diferentes formas. Las pilas, como ya se mencionó, son los apoyos intermedios, los cuales soportan las cargas actuantes, además de la acción de agentes naturales (avenidas, viento, sismo, etc.). Sobre los estribos y las pilas se encuentran los apoyos elastoméricos o apoyos de neopreno los cuales están colocados entre el estribo o pila y las traveses de la superestructura y son usados para absorber deformaciones horizontales y verticales; se fabrican con refuerzo o sin refuerzo de acero, dependiendo de las cargas actuantes, también pueden ser fijos o deslizantes, por lo general son utilizados los que lleva refuerzo de acero y son fijos; los materiales para su construcción deberán cumplir con la normatividad vigente en cada país (N-CMT-2-08/04 en México) o bien con AASTHO M-251 y ASTM D4014; estos apoyos son fabricados intercalando capas de neopreno que proporciona flexibilidad lateral y placas de acero estructural que brinda rigidez axial.



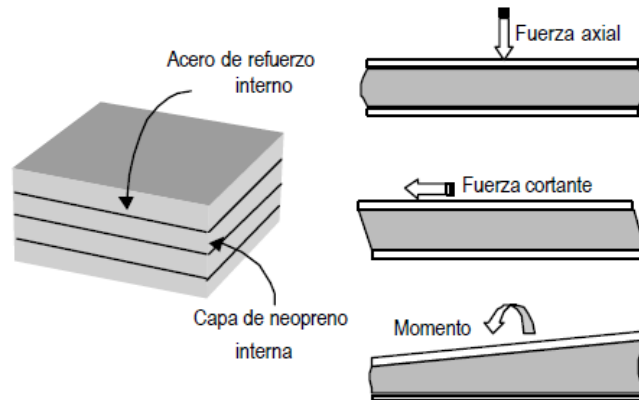


Figura 17 – Comportamiento de los apoyos de neopreno reforzados con láminas de acero.
<http://www.anippac.org.mx/capitulo04.pdf>

La cimentación transmite los esfuerzos de la estructura al suelo, comúnmente se construyen de concreto y pueden ser superficiales o profundas.

3.2.2 Superestructura.

Es la parte superior del puente, y está formada por el tablero y una o varias armaduras o traveses de apoyo. El tablero es la superficie de rodamiento, y sobre este puede o no encontrarse una capa de asfalto. Las armaduras son los sistemas sobre los que se apoya el tablero y este puede encontrarse en la parte superior o inferior de la armadura (puentes de tablero superior o inferior). Las armaduras están formadas por vigas, cables, arcos, diafragmas, etc. Y se construyen de concreto, acero, o una combinación de estos; además soportan las cargas del tablero y las transmiten a las pilas y estribos.

La calidad de los materiales utilizados en la construcción de estas estructuras están normados en nuestro país por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, por ejemplo se pueden mencionar las normas: N-CMT-2-02-003-02 (Calidad del agua para concreto hidráulico), N-CMT-2-02-005-04 (Calidad del concreto hidráulico), N-CMT-2-03-001-07 (Acero de refuerzo para concreto hidráulico), N-CMT-2-08-04 (Placas y apoyos integrales de neopreno), N-CMT-2-09-07 (Apoyos especiales para puentes), etc. Incluso se puede hacer uso de otras normativas para el diseño y construcción de los puentes, por mencionar algunas: Manual de Obras Civiles de CFE, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Bridge Design Manual (WSDOT), etc.



3.2.3 Otros elementos.

Otros elementos no estructurales que forman parte del puente son la carpeta asfáltica, los parapetos, las banquetas y las guarniciones cuya función es formar la carpeta de rodamiento y brindar protección tanto al tránsito como a los peatones, respectivamente.

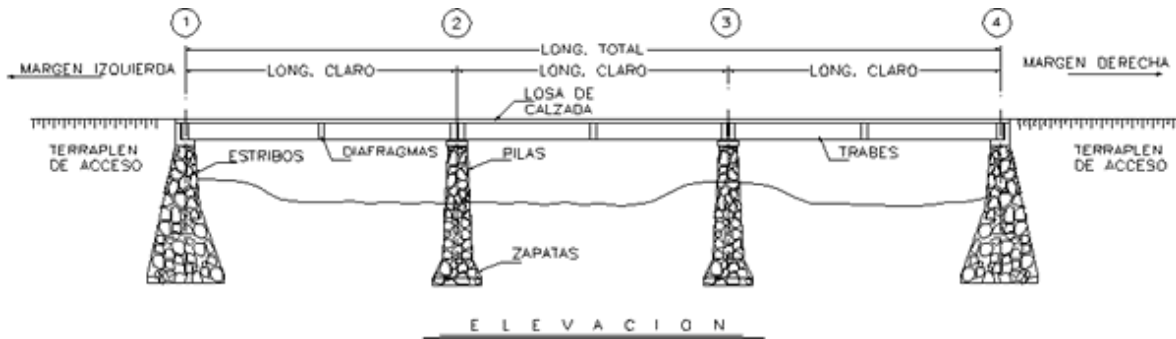


Figura 18 – Partes del puente (Elevación). www.construaprende.com/tesis02/img/image193.gif

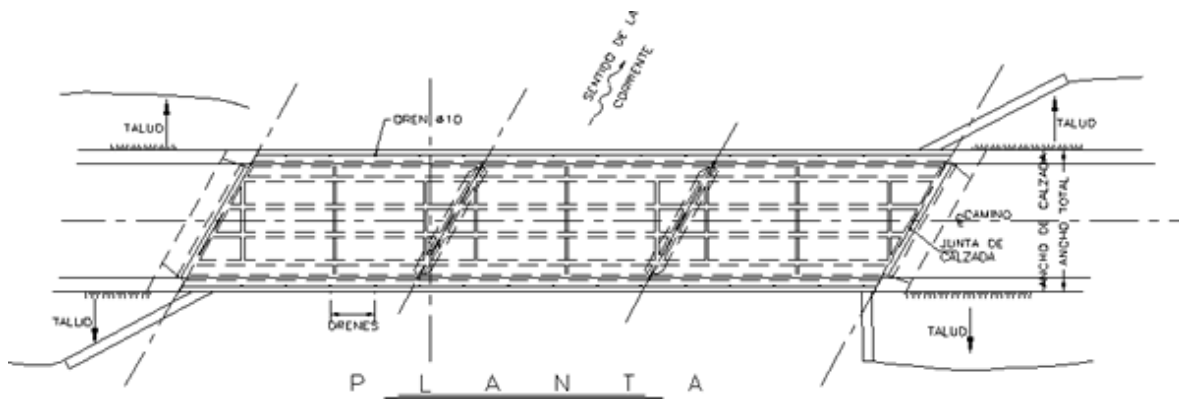


Figura 19 – Partes del puente (Planta). www.construaprende.com/tesis02/img/image194.gif

3.3 ALGUNOS PUENTES CARRETEROS IMPORTANTES DEL PAIS.

Dentro de la red carretera de nuestro país, se encuentran algunos puentes significativos y/o novedosos debido a su forma, magnitud o importancia. Estas estructuras son esenciales para las vías de comunicación, ya que permiten salvar obstáculos y con esto hacer más eficiente el tránsito por estas.

A continuación se mencionan algunos puentes que forman parte de la red carretera del país y se describen ciertas características que hacen que estas estructuras sean importantes.



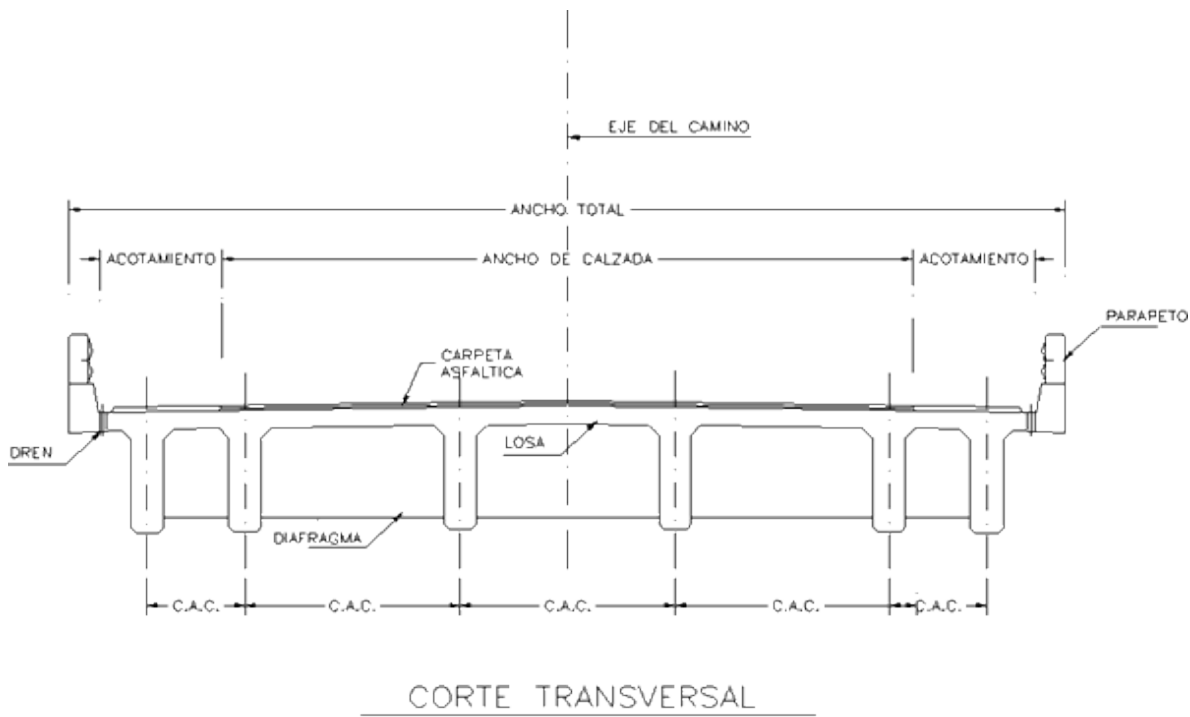


Figura 20 – Partes del puente (sección transversal). www.construaprende.com/tesis02/img/image195.gif

3.3.1 Puente El Baluarte.

Puente atirantado más grande de México y Latinoamérica, actualmente se encuentra en la fase final de su construcción. Se localiza en la carretera Durango – Mazatlán, kilómetro 158 + 800, en el lugar denominado “Espinazo del diablo”, atraviesa el río Baluarte que limita los estados de Sinaloa y Durango. Este puente tendrá una longitud de 1 124 m, con un claro central de 520 m, y altura desde el fondo de la barranca de 394 m. Es el proyecto más grande e importante del sexenio 2006 – 2012, del gobierno federal. (SCT, 2009).

Para su construcción se ha utilizado la combinación del concreto armado y del acero, es decir, que los extremos del tablero, las pilas y los pilones se construyeron de concreto reforzado; y el claro central será construido de acero con losa de concreto, así como los tirantes que soportan tanto el claro central como los extremos.

Con la utilización de acero en el claro central se permite incrementar la longitud de este, ya que el acero es ligero y resistente.

Una de las características es que en el claro central en los primeros 44 m de los extremos está conformado de concreto, y el resto es de acero con losa de concreto.



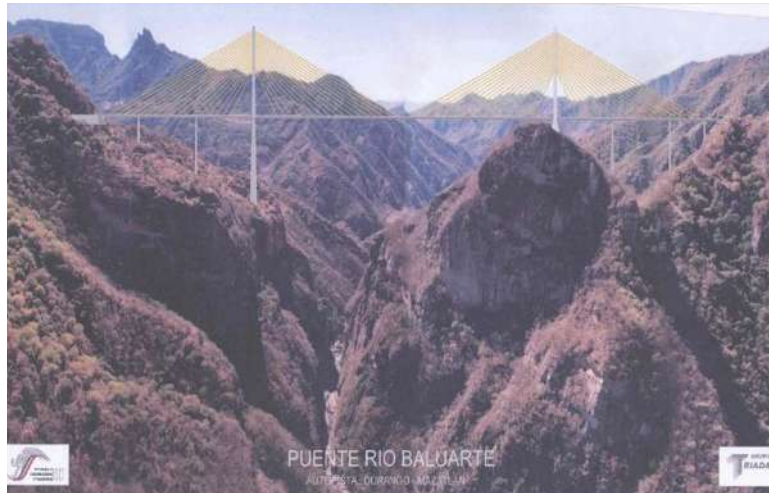


Figura 21 – Puente Baluarte. <http://www.triada.com.mx/CURRICULUM%20TRIADA.pdf>

3.3.2 Puente Chiapas.

Ubicado en la carretera Chiapas – Ocozocoautla, tramo Presa Nezahualcóyotl – Ocozocoautla, en el kilómetro 981 + 731. Se trata de un puente empujado de acero de 1208 m de longitud. Está constituido por dos claros laterales de 124 y 92 m de longitud, y seis claros intermedios de 168 m, los cuales constituyen un record mundial en puentes de este tipo.

La superestructura es de tipo cajón ortotrópico de acero estructural grado 50, construida con sistema “lanzado” desde un extremo. En la subestructura, pilas No. 2 a 8, se encuentran jackets formados por tubos de acero estructural grado 36, con cabezal y pilotes de concreto reforzado, estos últimos de 2.5 m de diámetro; las alturas de las pilas son de 30 a 90 m. El caballete es de concreto reforzado en apoyo extremo No. 1, y se utilizó un estribo de anclaje de concreto reforzado en apoyo No. 9. Las pilas se construyeron fuera de la presa y se instalaron mediante flotación.



Figura 22 – Proceso constructivo, Puente Chiapas. <http://www.triada.com.mx/CURRICULUM%20TRIADA.pdf>





Figura 23 – Puente Chiapas. <http://www.triada.com.mx/CURRICULUM%20TRIADA.pdf>

3.3.3 Puente Infiernillo II.

Este puente cruza el río Balsas y forma parte del corredor carretero Manzanillo – Tampico con ramal a Lázaro Cárdenas y Ecuandureo. Se ubica en la comunidad de Huiduri, Arteaga, Michoacán. Tiene una longitud de 525 m, con ancho de calzada de 12 m, cuenta con cinco tramos de armadura metálica formados por arcos y sistemas de piso de acero estructural, con losas de concreto reforzado de 0.18 m de espesor, apoyada en una lámina de acero de la marca Romsa (Hernández, et al., 2005)

La subestructura tiene seis apoyos de concreto armado, posee dos estribos de sección variable en los extremos, así como cuatro pilas huecas de 8.5 x 3.5 x 15 m con espesores de 40 y 60 cm del lado largo y corto, respectivamente; las pilas tienen en la parte superior un cabezal de concreto armado, además en los cabezales se encuentran topes sísmicos de 0.9 x 0.7 x 3.5 m. También se cuenta con dos tipos de cilindros huecos de concreto: (1) en las pilas de menor tamaño, dos cilindros de secciones de 8.5 m de diámetro con espesor de 1.0 m, cimentado con pilotes de 60 cm de diámetro; (2) en las pilas de mayor longitud, dos cilindros de 10 m de diámetro con espesor de 1.20 m, cimentado con pilotes de 90 cm de diámetro.

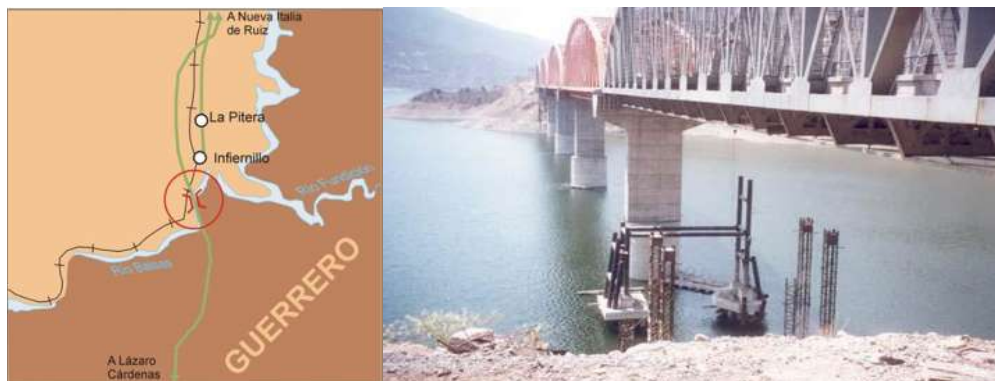


Figura 24 – Ubicación del Puente Infiernillo II. *Memoria de Obras 2002 SCT.*



La construcción de este puente se inició en el año 2000 y se terminó en 2003, aunque posteriormente fue objeto de modificaciones. Con la conclusión de este puente se beneficiará a los usuarios provenientes de las zonas del Altiplano, Bajío y norte del país, influyendo en los rubros de comercio y turismo, y por ende, incrementando el desarrollo económico de la zona.

Esta obra de infraestructura se encuentra muy cercana a una de las fuentes sísmicas más importantes del país, refiriéndonos a la falla de subducción que se ubica en el pacífico, en la cual se han generado movimientos sísmicos importantes en el país (Galván y Jara, 2008).



Figura 25 – Puente Infiernillo II. Memoria de Obras 2002 SCT.

Para una descripción más detallada del puente Infiernillo II, novedoso debido a que posee sistema de aislamiento de base, se puede consultar el trabajo de Galván, 2008.



CAPÍTULO IV

TIPOS DE CIMENTACIÓN MÁS COMUNES EN PUENTES CARRETEROS.

En este capítulo se presentan algunas definiciones y conceptos de importancia para la comprensión del tema, así como los diferentes tipos de cimentación que son más comunes en la construcción de estructuras. Se describen los casos en que se utilizan los diferentes tipos de cimentaciones, además de los tipos que se utilizan en los puentes carreteros.



4.1 DEFINICIONES Y CONCEPTOS GENERALES.

Como se mencionó anteriormente, la cimentación es la parte de la estructura que se encuentra en contacto con el suelo de desplante y transmite las acciones que actúan en la estructura al suelo.

El termino “suelo” se puede definir de diferentes maneras, según el punto de vista del profesional, para estos análisis consideraremos al suelo como una capa de material, producto de la desintegración de las rocas por fenómenos físicos o químicos, que se asienta sobre la corteza terrestre (Crespo, 2004), y cuyas capas llamadas estratos, pueden variar en la profundidad.

Debido a que toda estructura tiene que apoyarse en el suelo, se podría considerar a este como una parte de la estructura. Sin embargo, también es necesario enfatizar que el suelo es mucho menos resistente y por ende mucho más deformable que los materiales que se utilizan para la construcción; lo anterior hace suponer que el suelo no puede resistir los mismos esfuerzos que el concreto o el acero y por lo tanto se tiene que recurrir a usar las cimentaciones, para que transmitan al terreno las presiones que se generan por efecto de las diferentes tipos de carga que actúan.



Figura 26 – Cimentación.

<http://yulyorozco0673.blogspot.com/2010/09/tipo-de-cimentacion.html>

Una cimentación debe ser diseñada en función de la naturaleza del suelo, es decir se deben satisfacer ciertos parámetros para asegurar que la cimentación no fallará por efectos de capacidad de carga u otro. Para que una cimentación se diseñe correctamente se deben observar los siguientes puntos (Vallejo et al., 2004):

- Que sea estable, es decir que el coeficiente de seguridad sea adecuado.
- Que sus deformaciones sean admisibles (asentamientos, desplazamientos, giros).
- Que no afecte a construcciones cercanas.



- Que sea durable, es decir que se mantenga en condiciones de resistencia durante la vida útil de la estructura.

Para realizar el diseño de cimentaciones se tienen que seguir cierto proceso como el que se describe a continuación:

- Conocer el tipo de estructura, la forma de las pilas, y las cargas que actuarán sobre dicha estructura (carga viva, carga muerta, sismo y viento, etc.).
- Evaluar las características del terreno (peso específico, resistencia al esfuerzo cortante, ángulo de fricción interna, cohesión, etc.).
- Finalmente se realiza el diseño estructural para determinar las dimensiones y forma más adecuadas, que satisfagan los requerimientos.

Para lo anterior existen diferentes normatividades en las cuales se auxilia el ingeniero civil, con el fin de realizar diseños seguros para la obra. Entre estas se encuentran el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) y el Manual de Obras Civiles de la CFE (CFE, 2008) en nuestro país.

4.2 TIPOS DE CIMENTACIONES.

Existen básicamente dos tipos de cimentaciones, cuya nomenclatura depende de los términos usuales en los diferentes países, por ejemplo: cimentaciones superficiales (directas) y cimentaciones profundas.

4.2.1 Cimentaciones superficiales.

También llamadas cimentaciones directas, estas distribuyen las cargas de la estructura en un plano horizontal. Por lo general se construyen a poca profundidad, de ahí el nombre de superficiales.

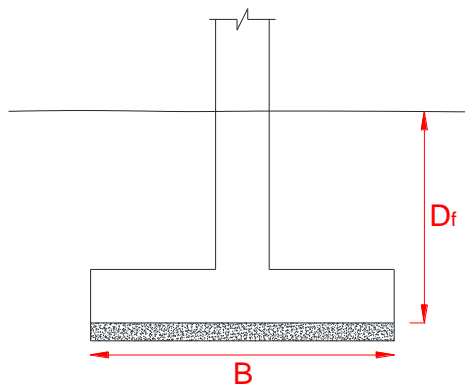


Figura 26 – Cimentación Superficial.



Se dice que una cimentación es superficial cuando se cumple cierta relación entre la profundidad (D_f) y el ancho (B) de la cimentación:

$$D_f \leq B \quad \text{Terzaghi (1943)}$$

$$D_f \leq 4B \quad \text{Das. (2001)}$$

$$D_f \leq 5B \quad \text{Vallejo, et al (2004)}$$

De las expresiones anteriores usar la segunda o tercera sería lo más conveniente debido a que son resultados de estudios más recientes. Las NTC-04 mencionan una relación de $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$. Sin embargo también señalan que si las relaciones anteriores no cumplen con las desigualdades, dichas relaciones se consideren iguales a 2 y 1, respectivamente.

Dentro de las cimentaciones superficiales, existen dos tipos: las zapatas y las losas. Las zapatas pueden soportar una o varias columnas, cuando la zapata soporta sólo una columna se le llama zapata aislada y cuando soporta varios pilares se les suele llamar zapatas corridas o continuas. También se puede encontrar un caso "intermedio" entre las zapatas y las losas y este es por medio de un emparrillado que es una serie de zapatas corridas entrecruzadas. Las losas, por su parte, son como su nombre lo indica una losa sobre la que se apoyan todas las columnas que llegan a la base de la estructura.

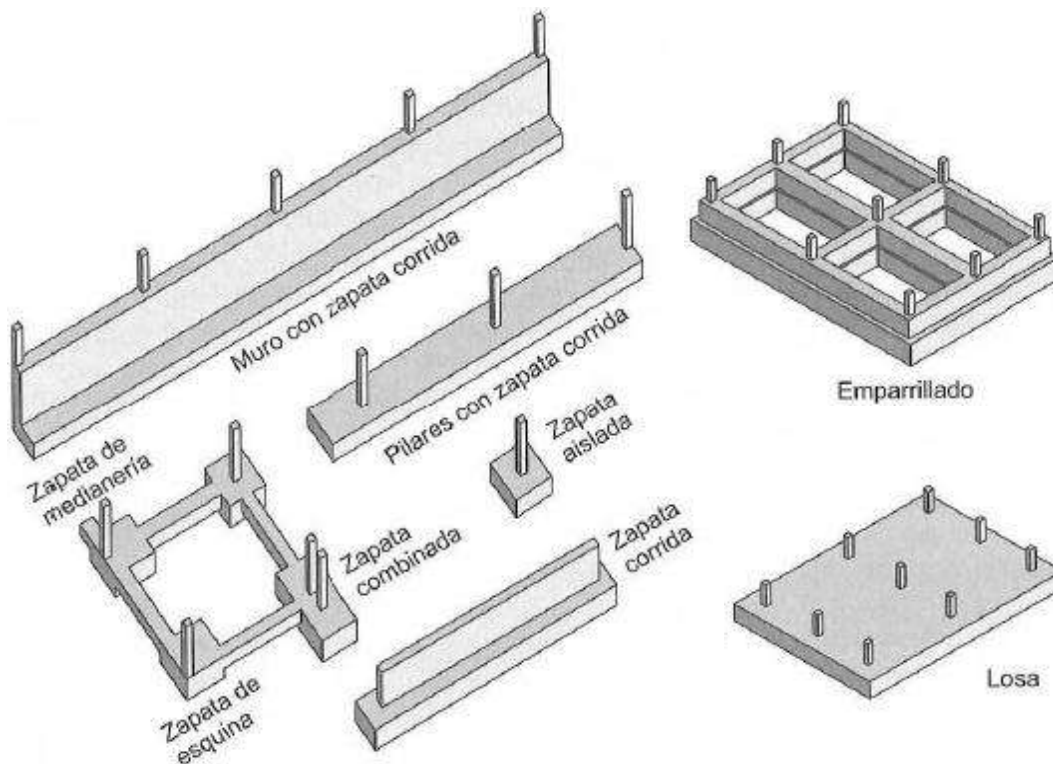


Figura 27 – Tipos de cimentaciones superficiales. Calavera (1987).



Es decir, una losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y/o columnas (Montoya y Pinto, 2010). Cuando la presión admisible del suelo es muy pequeña, de manera que el uso de zapatas aisladas cubre más de la mitad del área del edificio, es conveniente el uso de losas de cimentación, esto distribuirá los esfuerzos al suelo en un área mayor e inclusive puede ser más económico.

En nuestro país las cimentaciones superficiales también son llamadas cimentaciones someras.

4.2.2 Cimentaciones profundas.

Las cimentaciones superficiales se construyen a poca profundidad de la superficie del terreno, como su nombre lo indica, sin embargo no siempre es adecuado construir la cimentación a poca profundidad, por ejemplo cuando los estratos superficiales del terreno son poco resistentes o bien muy compresibles se opta por transmitir las cargas a niveles más profundos, más resistentes y menos compresibles, por ejemplo en Japón, donde los estratos superficiales del terreno son poco resistentes y altamente compresibles, aunando a eso la gran actividad sísmica. Luis de Vallejo menciona en su publicación “Ingeniería Geológica, 2004” que ante la presencia de suelos estructuralmente inestables como arcillas expansivas o suelos colapsables es recomendable referir las cargas a niveles más profundos.

Lo anterior se consigue usando otro tipo de cimentaciones conocidas como cimentaciones profundas. Las cimentaciones profundas se realizan empleando pilas o pilotes, que son elementos con una longitud mucho más grande que cualquier dimensión de su sección transversal. Se considera pilote a los elementos que cumplan con la siguiente relación (Vallejo, et al., 2004):

$$L \geq 8B$$

Dónde:

L → Longitud total del pilote

B → Ancho, dimensión mínima o ancho equivalente si se trata de sección circular.

Además de los pilotes existe otro tipo de cimentaciones profundas, denominadas pilas perforadas, que, al igual que los pilotes, su función es transmitir las cargas de la estructura a estratos profundos y resistentes.

Las pilas perforadas son construidas mediante un procedimiento que requiere taladrar el suelo y posteriormente rellenarlo con concreto, usando un ademe de metal mientras se taladra. Por lo general el diámetro de una pila perforada es mucho mayor que el de un pilote. El uso de las pilas perforadas, por lo general tiene más ventajas que el de pilotes, ya que se puede usar una sola pila perforada en lugar de un grupo de pilotes, en ocasiones la construcción de pilas perforadas en arena o grava es más fácil que hincar pilotes, proporciona una gran resistencia al levantamiento debido a su posibilidad de ampliación de la base, entre otros.



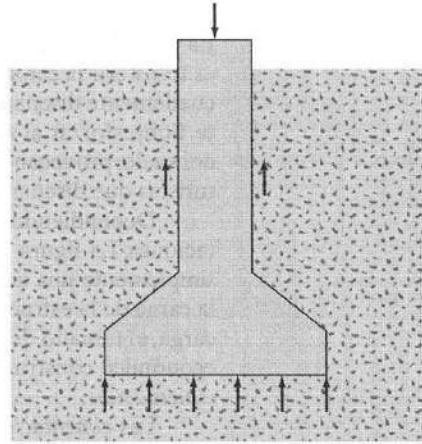


Figura 28 – Cimentación con pilas perforadas. Das, (2001).

Por otra parte los pilotes pueden ser de varios tipos dependiendo del tipo de suelo, carga actuante, condiciones de sitio, entre otros. Los pilotes se pueden dividir en: pilotes de acero, pilotes de concreto, pilotes de madera y pilotes compuestos (Das, 2001).

Los pilotes de acero son construidos, por lo general, de tubos o secciones de acero laminado. Estos pilotes se hincan en el terreno y casi siempre se utilizan secciones tipo “H” debido a la igualdad de espesores en alma y patines. En condiciones difíciles de hincado se adaptan puntas o zapatas de hincado a los pilotes.

Los pilotes de concreto se prefabrican o son colados *in situ*. Los prefabricados preparan con refuerzo ordinario y por lo general son cuadrados o de sección octagonal y son, la mayoría de las veces, presforzados. Los pilotes colados *in situ* se construyen haciendo un agujero en el terreno y posteriormente se llena de concreto, algo parecido a las pilas perforadas, y pueden ser con ademe o sin ademe.

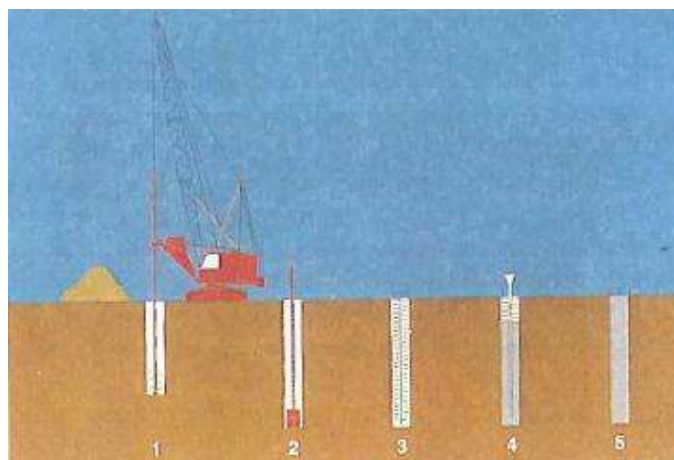


Figura 29 – Proceso de construcción de pilotes de concreto *in situ*. Vallejo, 2004.



Otro tipo de pilotes son los de madera, los cuales pueden ser troncos de árboles a los que se les quitan la rama y la corteza, y pueden dividirse en tres (*Manual de Práctica No. 17, American Society of Civil Engineers, 1959*):

- 1) Pilotes clase A (soportan cargas pesadas).
- 2) Pilotes clase B (cargas medias).
- 3) Pilotes clase C (usados en trabajos provisionales).

Finalmente los pilotes compuestos pueden estar constituidos por una porción inferior de acero y una porción superior de concreto colado *in situ*, o bien pueden tener en su parte inferior una porción de madera y en la parte superior una segmento de concreto. Son muy poco usados, solamente cuando se excede la capacidad en longitud de los pilotes de concreto colados *in situ*.

4.3 CIMENTACIONES COMUNES EN PUENTES CARRETEROS.

Para determinar el tipo de cimentación más adecuada para un puente carretero, se deben tomar en consideración algunos factores:

- Topografía. Influye fuertemente en el tipo y diseño de la cimentación, dependiendo de la dificultad de acceso a los sitios; si se trata de un cauce, la sección transversal del cauce (normal, ángulo de esviamiento a la derecha o izquierda), etc.
- Factores Hídricos. Para esto se deberá tener especial atención en la avenida de diseño y la socavación que se producirá en las pilas por efecto del paso del agua (si se trata de un cauce). Por ejemplo, para determinar fácilmente la socavación en las pilas se pueden usar programas comerciales como el HEC-RAS 3.1.3, el cual proporciona la profundidad de socavación y el tipo de flujo, y para los estudios hidrológicos también se puede acudir a programas como SIG (Sistemas de Información Geográficos) como los denominados ArcView y HEC-HMS.
- Factores Estructurales. Tipo de estructura, características geométricas, elementos mecánicos actuantes en la estructura, etc.
- Factores Geotécnicos. Tipo, resistencia y compresibilidad del suelo de desplante, entre otras características no menos importantes.
- Otros factores. Se puede mencionar la economía del proyecto e incluso las preferencias personales del diseñador, sin que esto ponga en riesgo la estabilidad de la estructura.

De todo lo anteriormente dicho, también es importante resaltar que el uso de cimentaciones profundas trae implícito un elevado costo de construcción de estas, por lo que generalmente se usan en la mayoría de los casos las cimentaciones superficiales, aunado a esto, los puentes construidos en México en el pasado, están cimentados a poca profundidad, por lo que el presente estudio se centrara en puentes carreteros con cimentaciones superficiales.



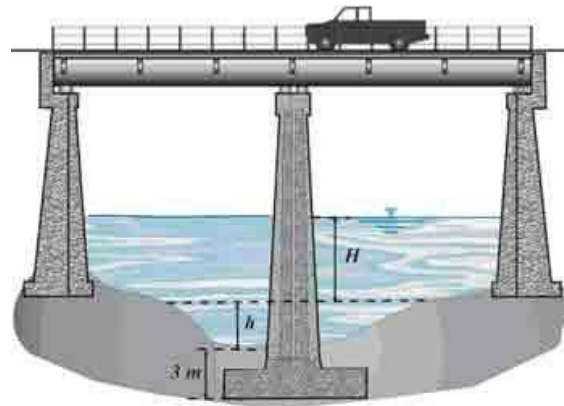


Figura 30 – Cimentaciones superficiales en puentes.
<http://www.civildocs.com/2011/06/muros-de-contencion.html>

4.4 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Si a una cimentación superficial se aplica una carga creciente de forma gradual se obtendrá una curva como la mostrada en la figura 31. Se observa que conforme la carga por área unitaria aumenta gradualmente sobre la cimentación, el asentamiento también se incrementa, acorde con un comportamiento aproximadamente elástico. Sin embargo, si la carga por área unitaria sigue aumentando, se alcanzará a un punto (q_u) para el cual el terreno no soportará más incrementos de carga por área unitaria y se presenta una falla repentina que se extenderá hasta la superficie del terreno. A la carga por área unitaria (q_u) la cual produce la falla de la cimentación se le denomina *capacidad de carga última de la cimentación*.

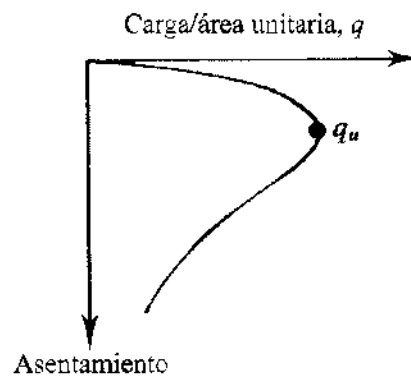


Figura 31 – Curva esfuerzo – asentamiento en cimentación. Das, 2001.

A la falla descrita en las líneas anteriores se le denomina falla por cortante general. Al igual que esta falla, se pueden presentar falla por cortante local en el suelo y falla de cortante por punzonamiento (Das, 2001).



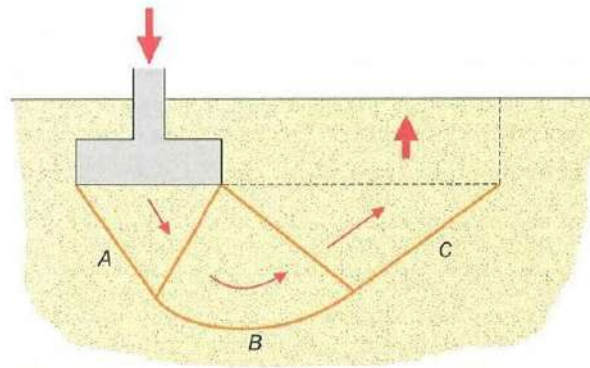


Figura 32 – Falla por cortante general. Vallejo, 2004.

La falla por cortante local en el suelo es propia en arenas o suelos arcillosos de media compactación, para este caso la falla es acompañada de sacudidas repentinas para lograr que la falla en el suelo se extienda a la superficie del terreno (Figura 33, b).

En suelos con poca compactación la superficie de falla en el suelo no se extenderá al plano del terreno cuando se alcance la capacidad de carga última; cuando esto ocurre la falla se denomina falla de cortante por punzonamiento (Figura 33, c).

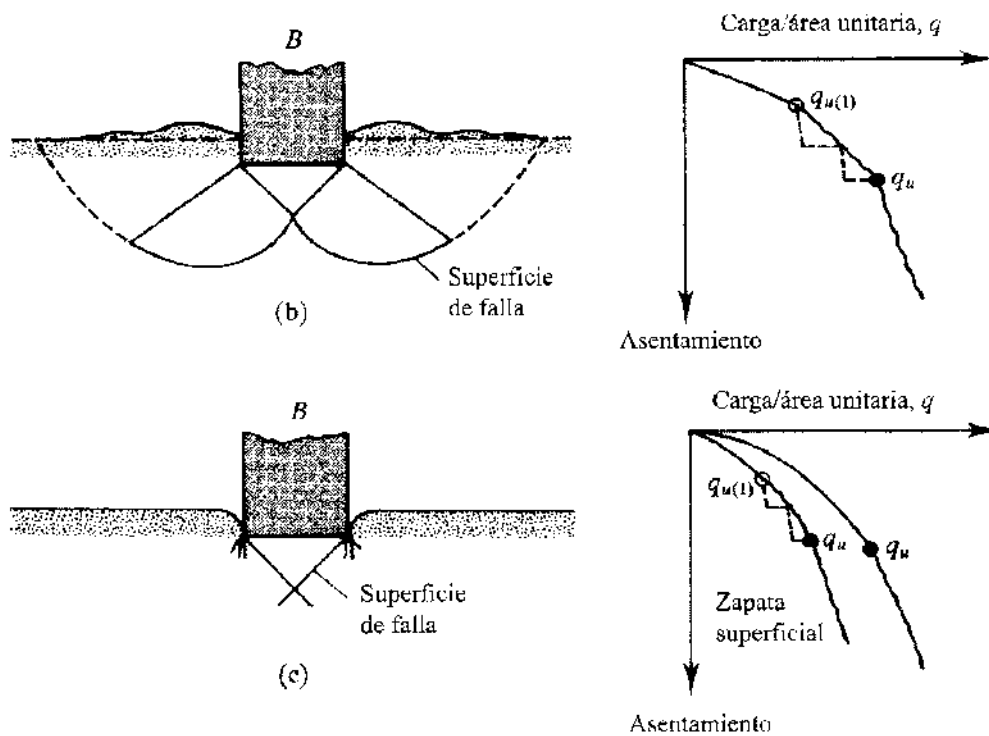


Figura 33 – Fallas por cortante local y punzonamiento. Das, 2001.



Diferentes investigadores han propuesto expresiones para el cálculo de la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales; pero debido a que este trabajo tiene como objeto evaluar los efectos de ISE en puentes, no se profundizará en deducciones ni comentarios innecesarios de dichas expresiones. La ecuación más usual es la propuesta por Meyerhof (1963):

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Dónde:

c = cohesión.

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo.

γ = peso específico del suelo.

B = ancho o diámetro de la cimentación.

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ = factores de forma.

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad.

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de la carga.

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga.

Esta, es un formula derivada de los trabajos de Terzaghi (1943), Vesic (1973), Caquot y Kerisel (1953), entre otros. Para mayores detalles y para obtener los diferentes factores incluidos en la formula, se recomienda referirse al capítulo 11 del trabajo de *Das, Braja M* (2001) "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" o cualquier otro texto que se refiera a la capacidad de carga última en cimentaciones superficiales.

4.5 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES BAJO CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Cuando una carga se está transmitiendo a la cimentación y esta a su vez la transmite al suelo, el suelo reacciona con una fuerza de igual magnitud pero en sentido contrario. Esta fuerza o conjunto de fuerzas se conocen como distribución de presiones de reacción del terreno bajo la cimentación. Dicha distribución depende del tipo de suelo y por su puesto de las características de la cimentación (dimensiones, profundidad y rigidez).

La determinación de la distribución de presiones bajo las cimentaciones superficiales se puede estimar mediante métodos de la mecánica de suelo (resistencia al esfuerzo cortante), sin embargo proporciona buenos resultados considerar una distribución de presiones lineal, de forma trapecial o triangular (*Vallejo, 2004*).

En el mismo trabajo de Vallejo se proporcionan algunas expresiones para evaluar la distribución de presiones bajo las cimentaciones superficiales, estas son:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{Q}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \\ \sigma_{min} &= \frac{Q}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] \end{aligned} \right\} e \leq \frac{B}{6}$$



$$\sigma_{max} = \frac{4}{3} \frac{Q}{B - 2e}; \quad b = \frac{3}{2} [B - 2e]; \quad e > \frac{B}{6}$$

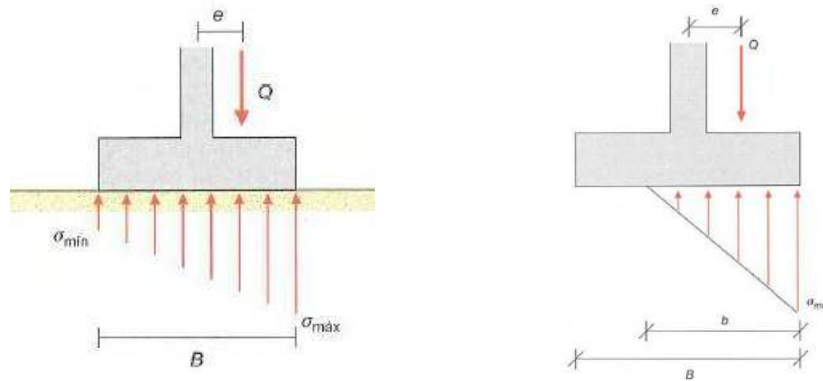


Figura 34 – Distribución de presiones bajo cimentaciones superficiales. Vallejo, 2004.

Como ya se mencionó la distribución de presiones, se puede calcular mediante las formulas anteriores. No obstante, también existen aproximaciones del valor del esfuerzo admisible (σ_{adm}) que están en función del tipo de suelo, los cuales se utilizan con buenos resultados para el diseño de cimentaciones. En capítulos posteriores se ahondará en los valores aproximados del esfuerzo admisible de acuerdo al tipo de suelo.



CAPÍTULO V

PARÁMETROS DE LOS SUELOS PARA CONSIDERAR LA INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA.

Para el desarrollo del capítulo VI, se consideraran conceptos de importancia como la clasificación de los suelos mediante un sistema muy usual en la mecánica de suelos (SUCS) que es el sistema que actualmente se acepta para la identificación de los suelos. Lo anterior con la finalidad de determinar el tipo de suelo que se puede clasificar como duro, suave e intermedio. Además se mencionan algunos parámetros como velocidad de ondas de corte y módulo de rigidez al corte que son los factores de los suelos que se requieren en la consideración de los efectos de la ISE.



5.1 CLASIFICACIÓN DE SUELOS.

Los suelos están compuestos por diferentes tamaños de partículas y diferentes características químicas, a diferencia de los materiales como el concreto o acero. De ahí que sea uno de los materiales más complejos de analizar o clasificar. Es importante la clasificación de los suelos debido a que por medio de esta se pueden conocer las propiedades del material y tomar decisiones acerca de las obras que sobre este se construyen, a saber, tipo de cimentación, tipo de edificación, etc.

Para la clasificación en campo o en laboratorio de los diferentes tipos de suelo se requiere un sistema que sea común para los especialistas de los diversos países. Existen diversos sistemas o normatividades de clasificación, por ejemplo el sistema de AASHTO, ASTM, CAA, entre otros. Pero en la actualidad el más aceptado es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), por lo menos desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

El SUCS fue presentado por Arthur Casagrande (1948), es una modificación del Sistema de Clasificación de Aeropuertos (1942). En el sistema se distinguen los dos grandes grupos (gruesos y finos), siendo la frontera entre estos la malla No. 200, las partículas gruesas se retienen en la dicha malla y las finas la penetran. Los suelos gruesos son aquellos en los que el 50%, en peso, de sus partículas son gruesas; y se consideran finos si más de la mitad de sus partículas son finas.

5.1.1 Suelos gruesos.

Como se mencionó los suelos son gruesos cuando el 50% de su peso son partículas que se retienen en la malla No. 200. El SUCS distingue los diferentes grupos de suelo mediante un símbolo de dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres en inglés de los suelos más típicos de ese grupo (Juárez, 2009):

- a) Gravas, G (*gravel*).
- b) Arenas, S (*Sand*).

La frontera entre las gravas y arenas es la maya No. 4, y el principio de distinción es el mismo que el descrito en párrafos anteriores (G, si más del 50% de su parte gruesa no pasa la malla No. 4; S en caso contrario). Estos grupos se subdividen en otros que se muestran en la tabla 1. No se profundiza en estos conceptos debido a que no es el propósito de este trabajo.

5.1.2 Suelos finos.

Para clasificar los suelos finos es necesario definir una propiedad de los finos, se trata de la plasticidad. La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite sin romperse (Crespo, 2004). Solamente las algunas arcillas presentan esta propiedad



y para conocerla se hace uso de los límites de Atterberg. Cuando no se pueden determinar los límites de Atterberg se dice que el suelo es *no plástico*.

Tabla 1 – SUCS. Modificada de Juárez y Rico, 2009

SUELOS DE PARTICULAS GRUESAS		SUELOS DE PARTICULAS FINAS				
Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200		Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200				
(Las partículas de 0.074 mm de diámetro (malla N° 200) son aproximadamente las más pequeñas visibles a simple vista)						
GRAVAS	Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable partículas finas)	Predominio de un tamaño o intervalo de tamaños con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con poco o nada de finos	
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	
	ARENAS	Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Areñas bien graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos
			ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable partículas finas)	Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Areñas mal graduadas, arenas con grava, con poco o nada de finos
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable partículas finas)	Fracción fina poco o nada plástica (Para identificación véase grupo ML)	SM	Areñas limosas, mezclas de arena y limo	
		ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable partículas finas)	Fracción fina plástica (Para identificación véase grupo CL)	SC	Areñas arcillosas, mezclas de arena y arcilla	
PROCEDIMIENTO DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA No. 40						
LIMOS Y ARCILLAS	LÍMITE LIQUIDO MENOR DE 50	R.E.S.	DILATANCIA	TENACIDAD		
		Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos
		Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres
	Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	
	LÍMITE LIQUIDO MAYOR DE 50	Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos
		Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas
Media a alta		Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad, limos orgánicos de media plasticidad	
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos



Dentro de los suelos finos se pueden encontrar:

- a) Limos inorgánicos, M (del sueco *mo* y *mjala*).
- b) Arcillas inorgánicas, C (*clay*).
- c) Limos y arcillas orgánicas, O (*organic*).

Al igual que el grupo de suelos anteriores, los suelos finos se distinguen mediante una frontera, que para este caso se trata del límite líquido menor o mayor que 50. Se presenta una subdivisión en la tabla 1.

5.2 RESISTENCIA DE LOS SUELOS.

En el apartado anterior se mostró la existencia de cuatro grupos de suelos, además de sus principales posibles combinaciones, pero lo que en realidad interesa no es la clasificación de estos en cuanto a su granulometría, sino más bien en cuanto a su resistencia a las cargas que son aplicadas.

Mohr (1900) formuló una teoría sobre la falla de los materiales, la cual establece que un material falla debido a una combinación crítica de esfuerzo normal y esfuerzo cortante y no solo por un esfuerzo normal máximo o cortante máximo (Das, 2001). Esto se puede interpretar matemáticamente como:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

Dónde:

τ_f → Esfuerzo cortante sobre el plano de falla.

σ → Esfuerzo normal sobre el plano de falla.

En 1776 Coulomb presento su teoría sobre la resistencia de los suelos, la cual atribuía a la fricción y cohesión entre las partículas de suelo la resistencia al corte de este, es decir:

$$\tau_f = c + \sigma \tan\phi$$

Dónde:

c → Cohesión.

ϕ → Ángulo de fricción interna.

La ecuación anterior se conoce comúnmente como *criterio de falla de Mohr – Coulomb*.

Por lo tanto se puede decir que la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo es la resistencia interna por unidad de área (esfuerzo) que el suelo puede resistir ante la falla y el deslizamiento a lo largo de cualquier plano.



La resistencia de un suelo puede medirse mediante el esfuerzo cortante máximo que puede soportar dicho suelo. Este esfuerzo cortante está asociado al esfuerzo normal actuante en el plano en que ocurre la falla, además del acomodo y forma de las partículas, así como de la fricción entre estas. Lo anterior se considera la teoría más aceptada en la mecánica de suelos para medir la resistencia de los suelos y se conoce como la teoría de Mohr-Coulomb. Existen diferentes teorías que tratan de explicar la falla en los suelos, pero la más aceptada es la expuesta anteriormente.

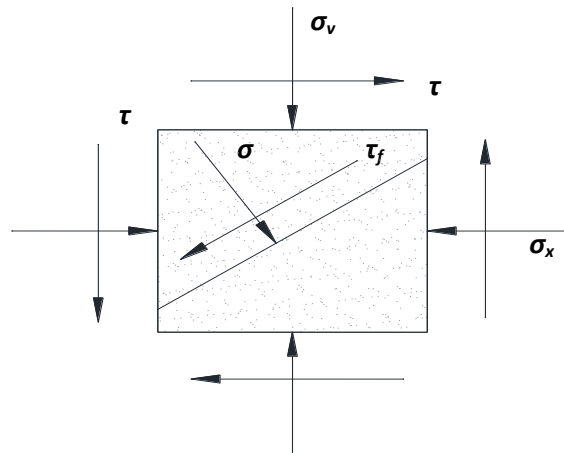


Figura 35 – Estado de esfuerzos en suelos

En el criterio de falla de Mohr – Coulomb encontramos dos términos, el primero que tiene que ver con la adherencia entre las partículas del suelo y es conocido como cohesión (c); y el segundo término que involucra al esfuerzo aplicado debido a una carga normal y el ángulo de fricción interna del material ($\sigma \tan\phi$). Para los análisis de este trabajo se tomara en cuenta únicamente el esfuerzo aplicado debido a la fuerza normal, ya que conociendo los valores aproximados del esfuerzo normal admisible, se puede diseñar la cimentación, sin tener que recurrir a análisis de mecánica de suelos. Para la construcción de una estructura real se tendrán que realizar los estudios necesarios de mecánica de suelos para el correcto diseño de los elementos estructurales.

Los suelos pueden ser puramente cohesivos, es decir $\tau_f = c$, o bien puramente friccionantes $\tau_f = \sigma \tan\phi$. Cada uno de ellos posee cierta resistencia al esfuerzo cortante, tal vez unos más que otros, pero lo realmente importante es que para poder distinguir un suelo duro de uno blando en términos de la resistencia al esfuerzo cortante (entiéndase por duro, aquel que es capaz de soportar grandes esfuerzos y deslizamientos sin fallar), es necesario realizar pruebas de laboratorio. Como ya se mencionó existen valores aproximados de la resistencia de los suelos duros y los suelos blandos en términos del esfuerzo normal aplicado, por lo tanto a partir de este momento cuando se refiera un suelo duro se entenderá como un suelo muy resistente al esfuerzo cortante (roca) y cuando se hable de un suelo blando o suave se estará hablando de un suelo poco resistente al esfuerzo cortante.



Como se observó en el apartado 6.1, un suelo puede ser grueso o fino, ser muy friccionante o poco friccionante, además de poseer gran cohesión o no; de ahí la necesidad de considerar suelos duros, suaves o intermedios para los análisis de ISE. A continuación se presentan los valores aproximados del esfuerzo normal admisible para diferentes suelos, que serán algunos de los parámetros a considerar para el diseño de la cimentación de los modelos analizados.

Tabla 2 – Valores aproximados del esfuerzo normal admisible.

TIPO DE SUELO	σ_{adm} (Ton/m ²)
Duro (Roca)	40
Firme y denso	28
Medio	17
Blando	6

5.3 VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE.

Uno de los parámetros más importantes para considerar los efectos de la ISE, es la velocidad de ondas de corte en una masa de suelo. Esta velocidad de propagación de las ondas de corte depende esencialmente del tipo de suelo y para definir claramente el concepto es importante conocer algunos términos previos.

5.3.1 Ondas sísmicas.

En el capítulo III se mencionó que en el terremoto de 1985, las ondas sísmicas se amplificaron en la zona de terreno blando del Valle de México, sin embargo no se hizo referencia a los tipos de ondas sísmicas que existen, en este apartado se definen estos conceptos.

Cuando se produce un temblor, independientemente de la fuente sísmica, se produce una gran cantidad de energía, la cual es propagada por medio de ondas que viajan a partir del foco y en todas direcciones.

Las ondas sísmicas pueden ser de dos tipos: ondas de cuerpo o internas y ondas superficiales, las primeras se transmiten en zonas profundas de la tierra; las segundas se propagan, como su nombre lo indica, en la superficie de la tierra.

- Ondas de cuerpo.
 - Ondas P. También llamadas *primarias* por ser las primeras que llegan a un sitio. Las ondas P son longitudinales y producen efectos de compresión, además causan deformaciones volumétricas sin cambio de forma, (figura 36 – A).
 - Ondas S. Son llamadas *secundarias* por llegar después de las ondas P a un sitio. Son transversales y producen efectos de cortante causando cambios de forma sin modificar el volumen. Este tipo de ondas no se transmiten a través de medios fluidos. La velocidad de este tipo de ondas es la considerada para el cálculo del módulo de rigidez al corte del suelo, (figura 36 – B).



- Ondas Superficiales.
 - Ondas Rayleigh. Mueven al terreno vertical y horizontalmente, además describen movimientos elípticos semejantes a las olas marinas. La velocidad de propagación de estas ondas es menor que la de las ondas S, (figura 36 – C).
 - Ondas Love. Se propagan de manera similar que las ondas S, es decir con movimientos transversales, (figura 36 – D).

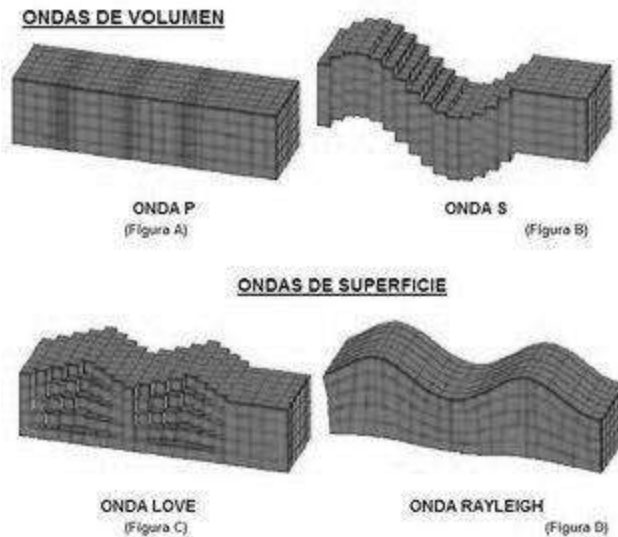


Figura 36 – Ondas sísmicas.

5.3.2 Valores aproximados de velocidad de ondas de corte.

Los registros sísmicos permiten medir la velocidad de las ondas de corte, y deducir las propiedades elásticas de los suelos. Por ejemplo para un suelo rocoso se tiene una velocidad de ondas de corte ≥ 720 m/s (CFE, 2008) y ≥ 765 m/s (Herráiz, 1997). Por lo tanto la velocidad de ondas de corte es, la velocidad con que las ondas S viajan a través de una masa de suelo.

En el Manual de Obras Civiles de la CFE (CFE, 2008) se especifican velocidades de ondas de corte para diferentes tipos de suelo, así como el peso específico del suelo referido, estos valores son mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 3 – Velocidad de ondas de corte a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT)

TIPO DE SUELO	NÚMERO DE GOLPES (SPT)	V_s (m/s)	γ_s (t/m ³)
Roca	-	> 720	2
Suelo Firme y denso	> 50	360	1.8
Suelo Medio	15 - 50	180	1.5
Suelo Blando	< 15	90	1.3



5.4 MODULO DE RIGIDEZ AL CORTE.

Otro parámetro muy importante para considerar la ISE, es el módulo de rigidez al corte, que se define como la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación, o bien la relación entre el módulo de elasticidad y el módulo de Poisson (Bowles, 1997), matemáticamente, esto se puede representar como:

$$G'_S = \frac{s_s}{\epsilon_s} = \frac{E_S}{2(1 + \mu)}$$

Sin embargo, la formula anterior describe el concepto de módulo de rigidez al corte estático, pero para los análisis posteriores se requiere el módulo de rigidez al corte dinámico (G'), que se puede estimar mediante diferentes pruebas de columna resonante o bien utilizando ecuaciones empíricas, por ejemplo:

$$G' = \frac{6900(2.17-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma_0} \quad \text{(Hardin y Black, 1968)} \quad \text{(a)}$$

$$G' = \frac{3230(2.97-e^2)}{1+e} \sqrt{\sigma_0} \quad \text{(Hardin y Black, 1968)} \quad \text{(b)}$$

$$G' = C_0 \frac{(2.97-e)^2}{F(e)} OCR^M \sigma_0^n \quad \text{(Hardin y Drnevich, 1968)} \quad \text{(c)}$$

Dónde:

$e \rightarrow$ factor de la muestra

σ_0 (kPa) $\rightarrow \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ (muestras de laboratorio) ó $\frac{\sigma_1(1+2K_0)}{3}$ (muestras in situ)

Tabla 4 – Términos de las ecuaciones (a) y (b)

Término	Hardin y Drnevich, 1972	Kim y Novak, 1981
C ₀	3230	440 – 1450, pero usar 770
n	0.5	0.51 – 0.73, pero usar 0.65
F (e)	1 + e	1 + e

OCR \rightarrow factor de sobreconsolidación

Tabla 5 – Valores para el exponente M de OCR en función del índice de plasticidad.

I _p (%)	0	20	40	60	80
M	0	0.18	0.3	0.41	0.48

La ecuación (a) se utiliza para arenas de grano redondeado, tomando el valor del factor de muestra (e) menor que 0.8; La expresión (b) se usa para materiales de grano angular con $e > 0.6$, y para algunas arcillas; y en la ecuación (c) se introduce un factor para tomar en cuenta la



sobreconsolidación. Todas las expresiones citadas proporcionan los resultados en kPa (kilo Pascales).

Las fórmulas anteriores para determinar el módulo dinámico de rigidez al corte de suelos implican conocer ciertos parámetros de mecánica de suelos, que sólo se pueden obtener mediante pruebas de laboratorio o algunas de ellas *in situ*. Sin embargo existe otra forma de conocer el valor del módulo dinámico de rigidez al corte.

En la exploración de los suelos, es común usar la siguiente fórmula para determinar el valor del módulo:

$$G' = \frac{V_s^2 \gamma}{g} = \rho V_s^2$$

Dónde:

G' → *Módulo dinámico de rigidez al corte*
 V_s → *Velocidad de ondas de corte del suelo*
 γ → *Peso específico del suelo*
 g → *Aceleración de la gravedad*
 ρ → *Densidad del suelo*

La expresión anterior es la que se usará en los análisis posteriores, debido a que los factores que intervienen en la fórmula son conocidos y no son necesarias pruebas de laboratorio para la determinación de dichos factores.

Por lo tanto el módulo dinámico de rigidez al corte es la relación entre la velocidad de ondas de corte y la densidad del suelo, y es un parámetro que describe la deformación del suelo ante acciones dinámicas como sismos.

5.5 OTROS PARÁMETROS.

Existen otros parámetros que intervienen en la expresión que describe el módulo dinámico de rigidez al corte, como son el peso específico, la aceleración de la gravedad y la densidad del suelo.

5.5.1 Peso específico.

El peso específico (γ) es el peso de material (suelo) por unidad de volumen, y sus unidades son $[FL^{-3}]$

$$\gamma = \frac{w}{V}$$



5.5.2 Aceleración de la gravedad.

Es la fuerza de atracción que ejerce la tierra sobre los cuerpos y que evita que los cuerpos se mantengan en suspensión. Este concepto fue introducido por Isaac Newton y el valor constante de la gravedad en el sistema internacional es:

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

5.5.3 Densidad.

La densidad de un material (ρ) es la masa de material contenida en la unidad de volumen y las unidades más usuales de la densidad son $[\text{FT}^2\text{L}^{-4}]$.

$$F = ma \rightarrow w = mg$$

$$\frac{w}{V} = \frac{mg}{V}$$

$$\gamma = \rho g$$

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

Por lo tanto la fórmula que describe el módulo dinámico de rigidez al corte se puede escribir de dos maneras:

$$G' = \frac{V_s^2 \gamma}{g} = \rho V_s^2$$



CAPÍTULO VI

MODELOS DE ANÁLISIS PARA CUANTIFICAR PROPIEDADES DINÁMICAS

En este capítulo se introducirán conceptos y se describirán los métodos de análisis para conocer las propiedades dinámicas de la estructura, esto con el fin de comparar el efecto de la ISE en diferentes escenarios de simulación. Los métodos usados para los análisis son el método modal espectral y el análisis estático no lineal (pushover). Se obtendrán así, los periodos de la estructura y las formas modales, y en el segundo se obtendrá el punto de desempeño a partir de espectros de respuesta de acelerogramas del terreno de sismos reales. Pero antes de aplicar los métodos es necesario describir la estructura, es decir conocer las dimensiones, material de construcción, entre otros elementos estructurales que forman el puente.



6.1 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE.

A continuación se describen las características de la estructura analizada, así como el diseño de la cimentación, debido a que es un puente en el que no se conocen las características de la cimentación.

Debido a que, como se mencionó, no se conocen las características de la cimentación se comenzará por describir los elementos de la estructura a partir de la superestructura, después la subestructura, luego se realizará un análisis en SAP 2000 (CSI) para conocer los elementos mecánicos que lleguen a la base de la estructura, y finalmente diseñar la cimentación del puente.

6.1.1 Ubicación.

Debido a que este trabajo se trata de una investigación se ha decidido realizar los análisis en un puente tipo, es decir en un puente carretero típico de tres claros continuos y cuya descripción detallada se realiza en seguida. Por lo tanto la estructura no tiene una ubicación específica debido a que es un puente idealizado, y el fin de los análisis es únicamente cuantificar las propiedades dinámicas y conocer los efectos de la ISE en diferentes tipos de suelos.

6.1.2 Superestructura.

La superestructura esta compuesta por el sistema de piso, las traveses y los diafragmas extremos e intermedios.

El sistema de piso esta formado por una losa de concreto reforzado con una resistencia a la compresión ($f'c$) de 250 kg/cm^2 , y con las siguientes dimensiones:

- Tres claros de 25 m c/u, o sea longitud total de 75 m.
- Espesor de la losa de 18 cm.
- Ancho total de 10.2 m.

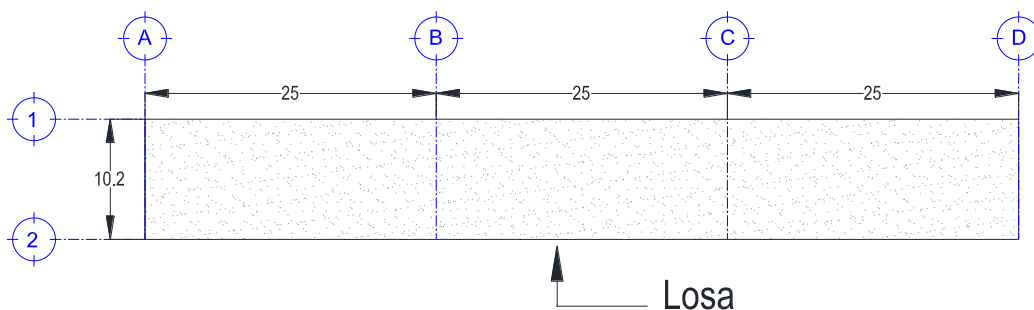


Figura 37 – Sistema de piso del puente (Planta).



El sistema de piso se encuentra apoyado sobre 6 traveses tipo III AASHTO de concreto presforzado de resistencia a la compresión de 350 kg/cm^2 , cuyas dimensiones (cm) se ilustran en la figura 38:

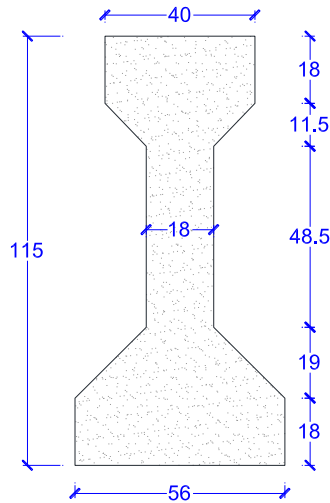


Figura 38 – Dimensiones de la trabe tipo III AASHTO (dimensiones en cm).

Los diafragmas se encuentran uniendo las traveses en diferentes puntos con el fin de proporcionar rigidez en la dirección transversal. En este caso existen 10 diafragmas y se encuentran distribuidos de acuerdo a la siguiente figura:

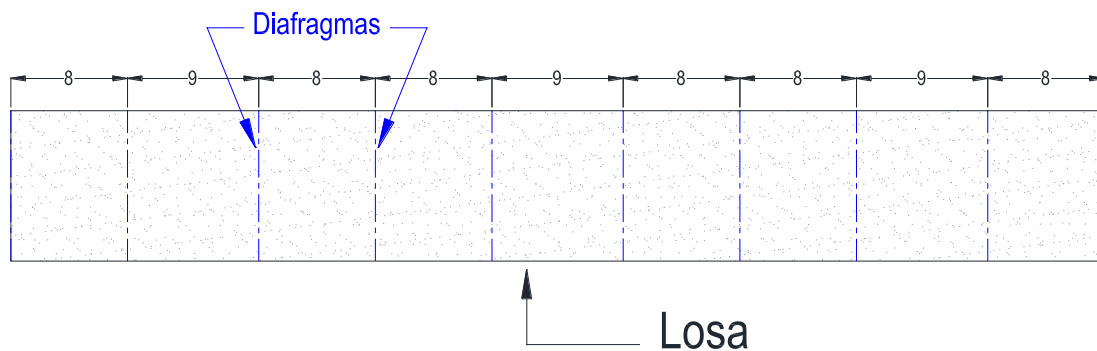


Figura 39 – Diafragmas (Planta).

Los diafragmas que se ubican por arriba de los cabezales se pueden denominar diafragmas extremos y los que se ubican entre los claros se denominan diafragmas intermedios. Existen dos diafragmas extremos en cada pila y uno en cada estribo. El material de construcción de los diafragmas es, al igual que la losa, de concreto con resistencia a la compresión de 250 kg/cm^2 .



La sección transversal de los diafragmas es rectangular de 1.15 m de altura por 0.3 m de ancho, la sección transversal se muestra a continuación:

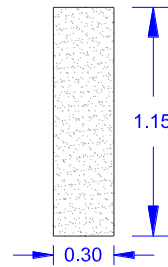


Figura 40 – Sección transversal de los diafragmas.

6.1.3 Subestructura.

Forman la subestructura los apoyos de neopreno o apoyos elastoméricos, los cabezales, las columnas y la cimentación. La cimentación se diseñara en la sección 6.1.5.

Los apoyos de neopreno como se mencionó proporcionan flexibilidad en las direcciones longitudinal y transversal, y rigidez importante en la dirección z. Se coloca un apoyo bajo cada trabe tipo III AASHTO y se modelan mediante elementos tipo “link”. Las rigideces de los apoyos para los modelos son:

Tabla 6 – Rigideces de los apoyos de neopreno del modelo.

DIRECCION	RIGIDEZ FIJO (ton/m)
x	250
Y	250
z	5000

Los cabezales son los elementos que unen las columnas en su parte superior y que para los modelos posteriores se han dado las dimensiones de 0.3 m de base y 1.20 m de altura en la sección transversal y el ancho del cabezal es de 8.60 m. Se modelan como elementos tipo “frame”

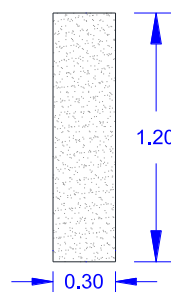


Figura 41 – Sección transversal del cabezal.



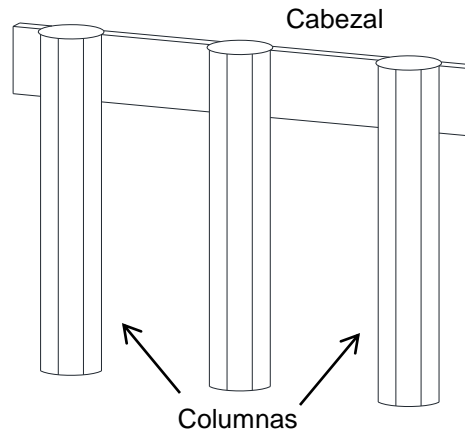


Figura 42 – Cabezal y columnas.

Las columnas son de sección transversal circular de 1.15 metros de diámetro y 6 metros de altura y al igual que el cabezal se modela como elemento tipo “frame”. Tanto los cabezales como las columnas son de concreto reforzado con una resistencia a la compresión $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

6.1.4 Modelo del puente.

Antes de diseñar la cimentación del puente es necesario conocer los elementos mecánicos que se presentan en la base de las columnas del puente como son la fuerza axial, el momento alrededor del eje x y el momento alrededor del eje y . El análisis estructural se realiza utilizando un programa comercial, que en este caso se trata de SAP 2000 (CSI).

Para elaborar el modelo en SAP 2000 (CSI) además de proporcionar las dimensiones de los elementos estructurales, es necesario definir el tipo de material así como el módulo de elasticidad en el caso de las cargas permanentes, también es necesario modelar las cargas viva y accidental (sismo).

La carga permanente es aquella que actúa durante toda la vida útil de la estructura, sin variar significativamente. Pertenecen a la carga muerta o permanente el peso propio de los elementos estructurales y las cargas como las debidas al peso de la superficie de rodamiento, los parapetos, etc. Para este trabajo se ha considerado que todos los elementos son de concreto, cuyas características son:

$$\gamma = 2.4028 \text{ ton/m}^3$$

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

$$E = 14000\sqrt{250} = 221359.44 \text{ kg/cm}^2 = 2213594.4 \text{ ton/m}^2$$



La expresión para el cálculo del módulo de elasticidad es tomada de NTC-04 y corresponde para concreto clase I con agregados grueso calizo. El peso específico del concreto es el que se utiliza normalmente en México.

Además se consideró el peso del asfalto y el peso propio de los parapetos y guarniciones, que resulta ser de:

$$\gamma_{asfalto} = 2.2 \text{ ton}/m^3$$

$$\text{Guarnicion y parapetos} = 0.08 \text{ ton}/m^2$$

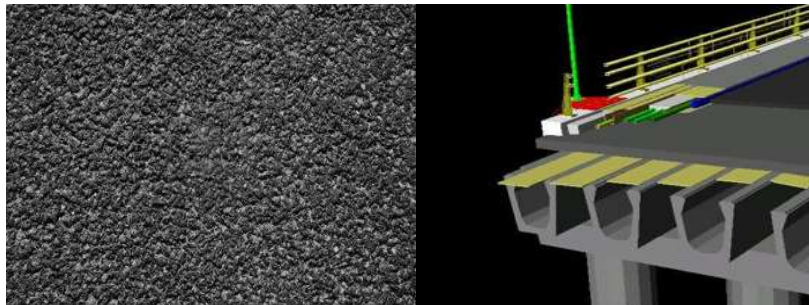


Figura 43 – Asfalto, parapetos y guarniciones.
http://oldstreetclub.com/images/home_backgrounds/

Estos elementos se colocan sobre los elementos finitos tipo “shell” y si se considera que se colocan 10 cm de asfalto, el peso del asfalto por metro cuadrado será de $0.22 \text{ ton}/m^2$, por lo que sumando ambos pesos (asfalto y guarniciones y parapetos) resulta de $0.3 \text{ ton}/m^2$.

Por otra parte, la carga viva es aquella que tiene variaciones frecuentes y significativas. Este tipo de carga incluye el peso de los vehículos y personas que transitan por el puente. La Secretaría de Comunicaciones y Transportes a través de la Ley General de Vías de Comunicación contempla tres sistemas de cargas en el proyecto estructural de puentes, la carga viva máxima entre la T3-S2-R4 o la T3-S3 para un carril y la HS-20 en los demás carriles. Los vehículos que se usaran para modelar la carga viva se describen a continuación:

- HS-20. Es un vehículo tipo tractocamión articulado de 3 ejes, dos llantas en el eje delantero y cuatro en el segundo y cuatro en el tercer eje. Las características del vehículo se ilustran en la figura 44.
- T3-S3. Tractocamión articulado de 6 ejes y 22 llantas, dos llantas en el eje delantero, cuatro llantas del segundo al sexto eje. Detalles en la figura 45.
- T3-S2-R4. Tractocamión semirremolque-remolque de 9 ejes, dos llantas en el eje delantero y cuatro a partir del segundo eje hasta el noveno. Figura 46.

Existe la norma NOM-012-SCT-2-2008 que regula el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal.



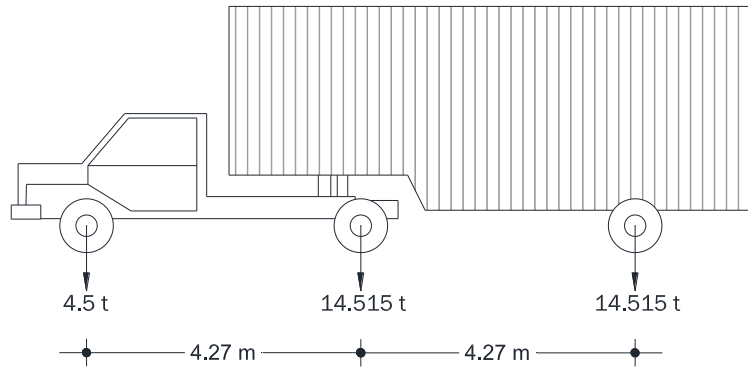


Figura 44 – Vehículo tipo HS-20.

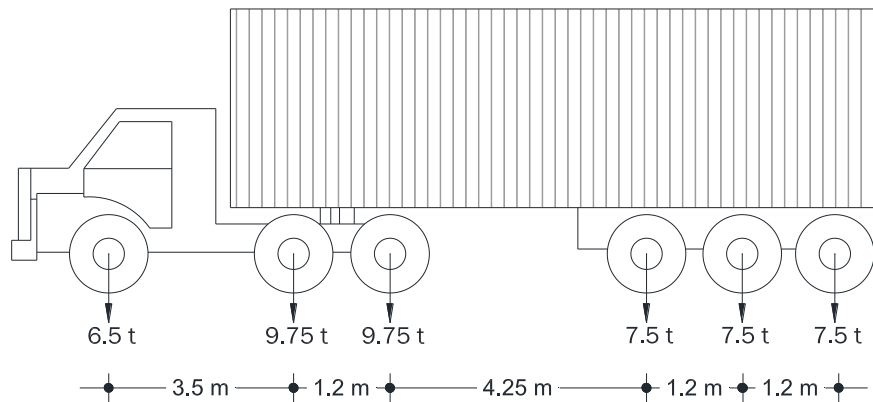


Figura 45 – Vehículo tipo T3-S3.

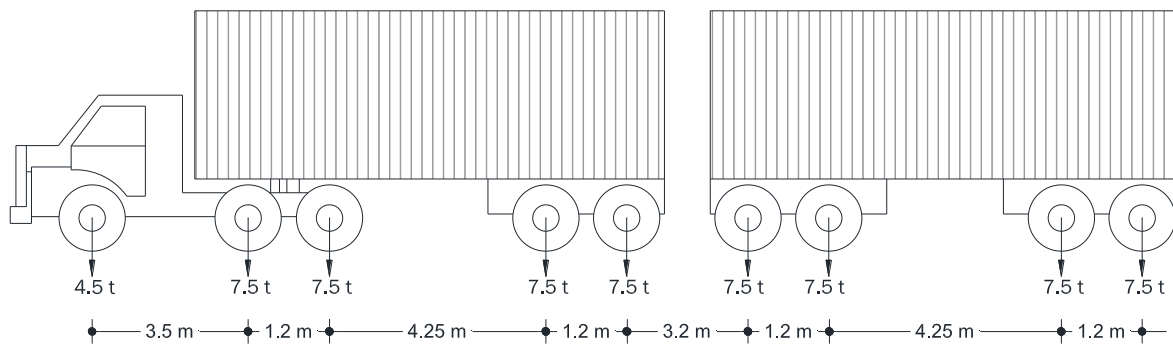


Figura 46 – Vehículo tipo T3-S2-R4.



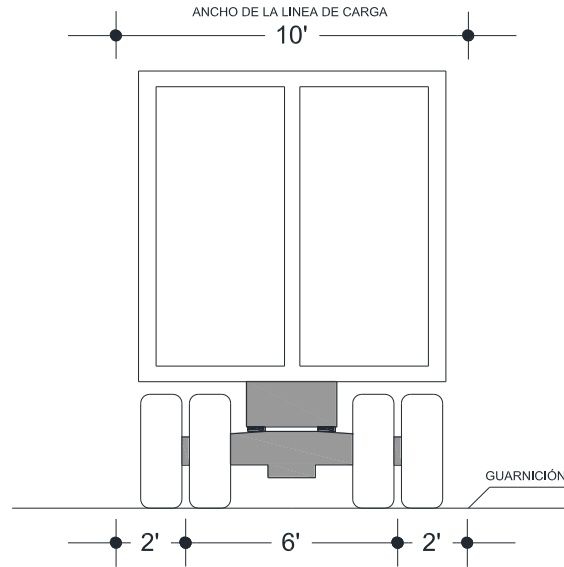


Figura 47 – Ancho del carril.

Como se observa en la figura 47 el ancho del carril tendrá que ser de por lo menos 10' (diez pies), es decir la dimensión transversal del carril debe ser como mínimo 3.048 metros. En 6.1.2 se mencionó que el ancho de la calzada es de 10.2 m, y por lo general la guarnición mide 40 cm. Lo anterior quiere decir que para dos carriles existiría un espacio intermedio de 3.4 m entre vehículos, sin embargo se puede incluir acotamientos con el fin de hacer cómodo el tránsito de los vehículos por el puente.

En el modelo es necesario ubicar la carga viva a través de "lanes" con referencia a algún elemento "frame" (trabe) del modelo. La siguiente figura muestra la ubicación:

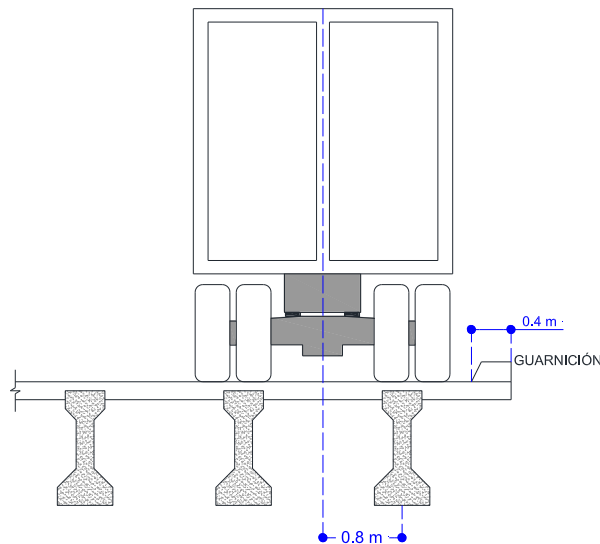


Figura 48 – Ubicación de la carga viva.



Como se observa en la figura 48, la carga viva se ubica a 0.8 m de la trabe extrema, además en el carril contrario también se ubicara a 0.8 m a partir de la trabe extrema del lado contrario ya que la sección transversal es simétrica.

La carga accidental a considerar es el sismo, debido al objetivo del trabajo; sin embargo no olvidemos que la acción del viento es otra carga accidental que se considera en el diseño o revisión de las estructuras, pero para los análisis futuros solo se considerarán las acciones dinámicas del sismo.

Las cargas dinámicas son aquellas que actúan en la estructura por efecto de acciones de la naturaleza como sismo o viento y que se aplican a la estructura durante pequeños lapsos de tiempo y que además ocasiona que la obra vibre de diversas maneras.

Por lo anterior es necesario incluir en el modelo un espectro de diseño sísmico del lugar donde se construirá la obra. La CFE (2008) proporciona un programa que incluye los espectros de diseño sísmico del territorio mexicano, denominado PRODISIS, su uso es muy fácil y solamente requiere el nombre de la localidad o bien sus coordenadas.

Un espectro de diseño sísmico es una gráfica en la cual aparecen en el eje de las ordenadas la aceleración como función de la gravedad y en el eje de las abscisas aparece el periodo de un sistema de un grado de libertad en segundos. Lo anterior quiere decir que se puede conocer la aceleración del terreno para cierto periodo de vibración de la estructura.

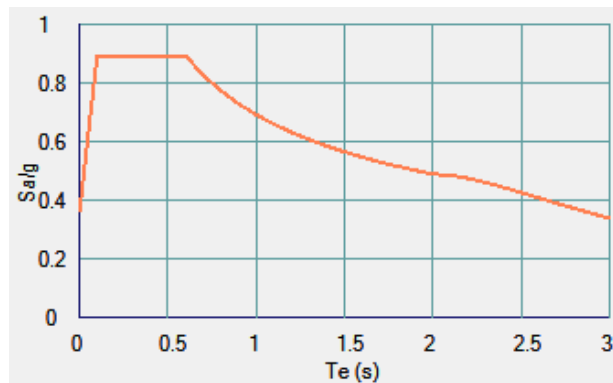


Figura 49 – Espectro transparente en roca generado en PRODISIS

El espectro de diseño sísmico para el sitio de interés se deberá modificar por dos factores el primero es el factor de importancia estructural y el segundo es el factor de comportamiento sísmico.

De acuerdo con el tipo de estructura que se desea construir el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (2008) menciona para estructuras del grupo A: *“Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes*



principales, sistemas de abastecimiento de agua potable...". Por lo tanto en este caso se trata de una estructura del grupo A y el factor de importancia estructural es 1.5.

En cuanto al factor de comportamiento sísmico se usara como 2, ya que la resistencia a las fuerzas laterales es proporcionada por losas con columnas de concreto reforzado. Por lo que el espectro que proporciona el programa PRODISIS deberá multiplicarse por 0.75 (que es el producto de 1.5/2). Entonces el espectro de diseño sísmico que se utilizara es el correspondiente a Cd. Lázaro Cárdenas modificado por 0.75, y se muestra a continuación:

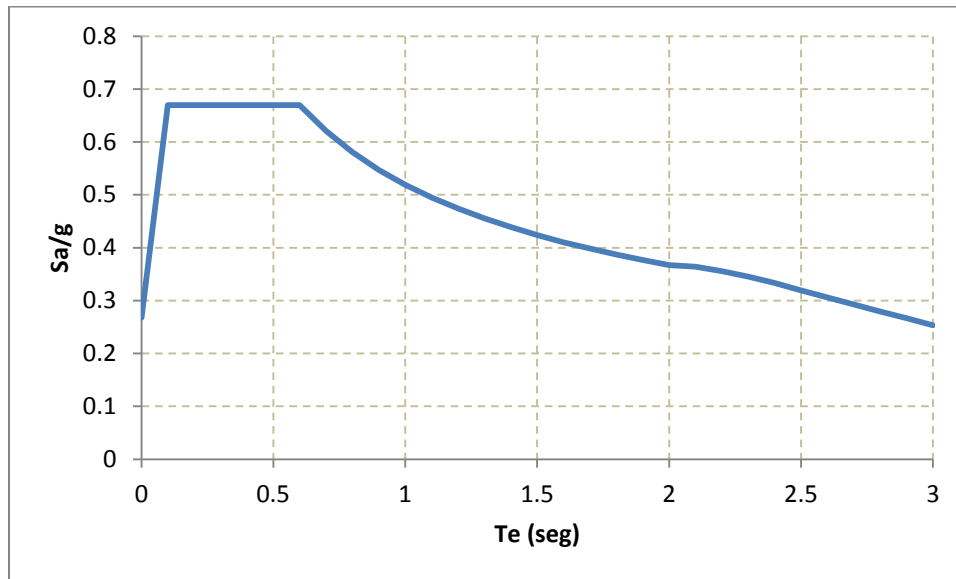


Figura 50 – Espectro modificado para Cd. Lázaro Cárdenas.

Las cargas descritas deben combinarse, ya que estas no se presentan por si solas, sino que se puede presentar una combinación de estas. Las normas AASHTO recomiendan la siguiente combinación de cargas:

- Para la carga muerta (CM) más la carga viva (CV):

$$FC[CM + 1.67C_iCV]$$

$$C_i = 1 + \frac{15.24}{L + 38} \leq 1.3$$

Donde: $L \rightarrow$ Longitud del claro (m)

$$C_i = 1 + \frac{15.24}{25 + 38} = 1.24 < 1.3$$

Por lo tanto tomando un factor de carga (FC) de 1.3

$$1.3[CM + 2.07CV]$$



- Carga muerta (CM) más sismo (SS):

De esta surgen dos combinaciones debido a los efectos del evento sísmico en la dirección ortogonal a la trayectoria de las ondas sísmicas. La dirección ortogonal tomara el 30% de los efectos que se presentan en la dirección de la trayectoria, y esta tomara el 100% de dichos efectos.

$$FC[CM + SSx + 0.3SSy]$$

$$FC[CM + 0.3SSx + SSy]$$

Tomando un factor de carga (FC) de 1.3

$$1.3[CM + SSx + 0.3SSy]$$

$$1.3[CM + 0.3SSx + SSy]$$

En las siguientes figuras se muestra un corte transversal y un corte longitudinal del puente, cabe mencionar que estas figuras son sólo una representación, con el fin de que se puedan apreciar los elementos estructurales, y no necesariamente representa el proyecto arquitectónico.

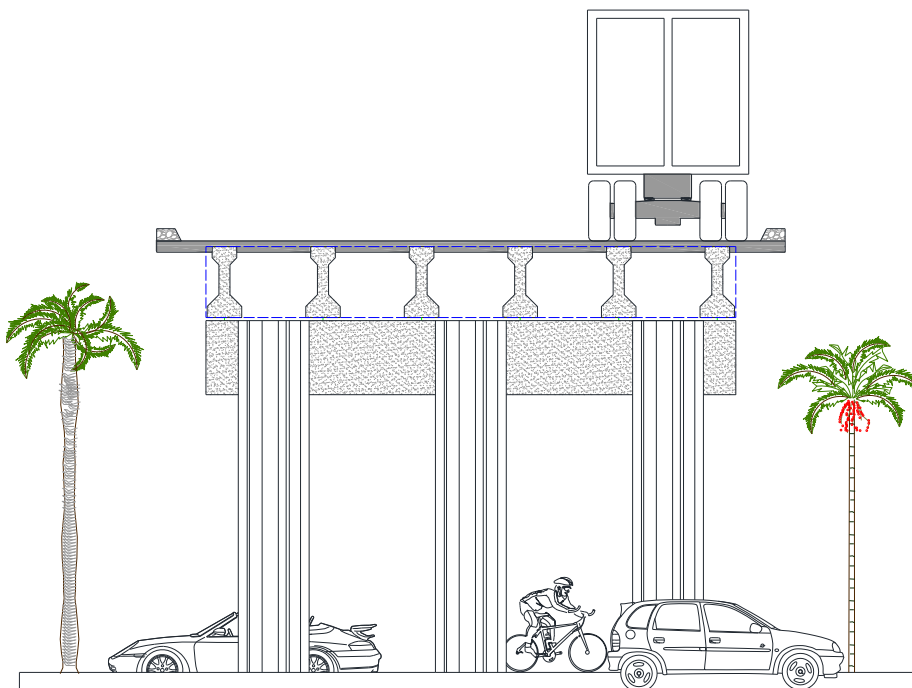


Figura 51 – Corte transversal del puente.



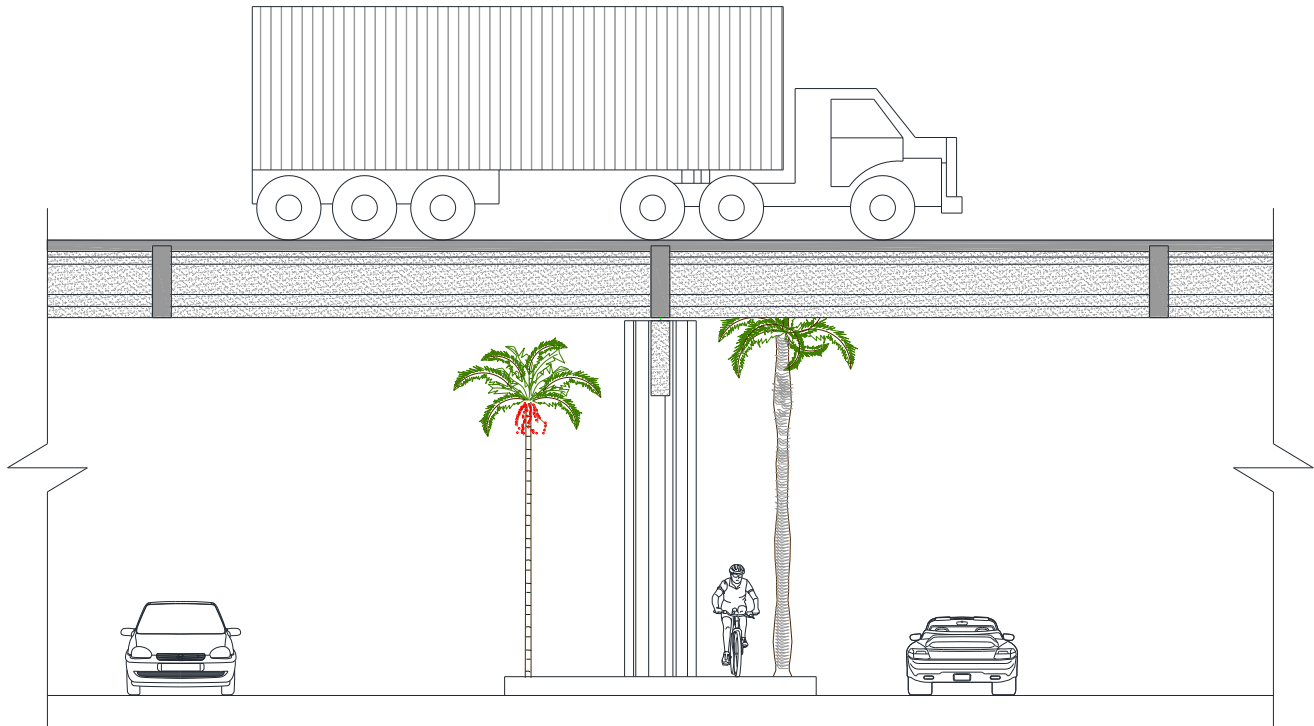


Figura 52 – Corte longitudinal del puente.

El modelo estructural considerando los elementos descritos anteriormente y las cargas permanente, viva y accidental (sismo) se realizó con el programa comercial SAP2000 (CSI), y se muestra en las siguientes figuras:

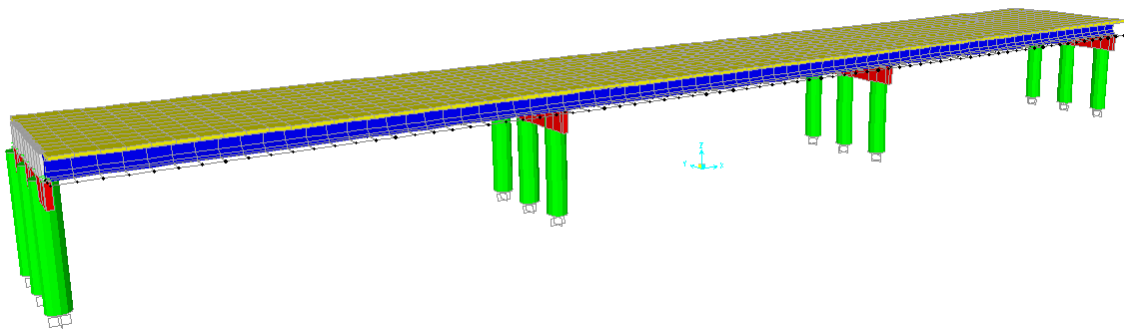


Figura 53 – Modelo del puente en SAP2000 (CSI).



Los elementos en amarillo corresponden a elementos “shell” y forman parte de la losa o sistema de piso. Los elementos achurados en azul son las traveses tipo III AASHTO. Los diafragmas se pueden apreciar en color gris además los cabezales aparecen en rojo y las columnas se pueden observar en verde. Enseguida aparece el modelo del puente visto desde otro punto.

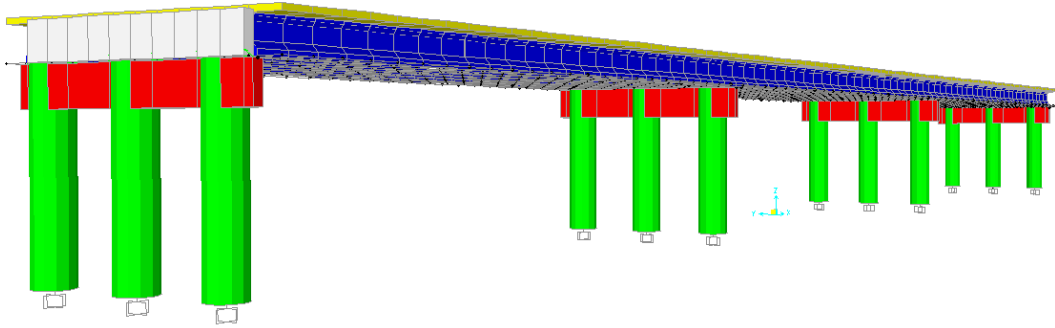


Figura 54 – Modelo del puente visto desde otro punto.

Se realiza posteriormente el análisis de la estructura con el fin de conocer los elementos mecánicos que se producen como consecuencia de las acciones actuantes. Se determinan, por ejemplo, las reacciones en los apoyos, los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante de los elementos, los periodos de la estructura, etc.

6.1.5 Diseño de la cimentación.

Ya se mencionó que para diseñar la cimentación es necesario conocer la magnitud de las fuerzas que actúan en la base de las columnas del puente, por lo que se ha realizado el análisis del puente con el programa comercial, el cual ha arrojado los siguientes resultados:

Tabla 7 - Reacciones en los apoyos. Combinación <<1.3(CM + 2.07CV)>>

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1	Max	161.665	5.45046	18.32967
	Min	56.9774	-1.93226	6.88977
3	Max	134.4011	5.89349	17.78145
	Min	68.0233	-5.89349	6.77904
5	Max	161.665	1.93226	18.32967
	Min	56.9774	-5.45046	6.88977



7	Max	285.1064	5.79726	3.75274
	Min	141.7192	1.44778	-10.09543
9	Max	251.2636	3.36083	3.55198
	Min	147.6337	-3.36083	-9.78679
11	Max	285.1064	-1.44778	3.75274
	Min	141.7192	-5.79726	-10.09543
13	Max	285.1064	5.79744	10.09544
	Min	141.7193	1.44773	-3.75274
15	Max	251.2636	3.3608	9.78681
	Min	147.6337	-3.3608	-3.55197
17	Max	285.1064	-1.44773	10.09544
	Min	141.7193	-5.79744	-3.75274
19	Max	161.665	5.45051	-6.88986
	Min	56.973	-1.93229	-18.32971
21	Max	134.4011	5.89341	-6.77907
	Min	68.0232	-5.89341	-17.78143
23	Max	161.665	1.93229	-6.88986
	Min	56.973	-5.45051	-18.32971

La primera columna muestra el número de nodo, en la segunda se presenta la palabra "MAX" ó "MIN", lo cual quiere decir que se trata del elemento mecánico máximo o mínimo que se presenta en el nodo. En la columna 3 aparece la fuerza F3 que es la fuerza axial en la columna y sus unidades son toneladas. El elemento M1 es el momento alrededor del eje x, y M2 es el momento alrededor del eje y, las unidades de M1 y M2 son ton-m.

Tabla 8 - Reacciones en los apoyos. Combinación <<1.3(CM + SSx + 0.3SSy)>>

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1	Max	78.7394	6.03415	40.71315
	Min	74.3704	-3.91092	-23.01558
3	Max	74.1246	5.56249	40.20671
	Min	74.0021	-5.56249	-22.82327
5	Max	78.7394	3.91092	40.71309
	Min	74.3704	-6.03415	-23.01552
7	Max	166.5698	8.40079	29.84564
	Min	162.7127	-2.79616	-34.09864
9	Max	158.2259	6.22436	29.54206
	Min	157.8071	-6.22436	-33.72849



11	Max	166.5699	2.79611	29.84563
	Min	162.7127	-8.40074	-34.09864
13	Max	166.5698	8.40077	34.09862
	Min	162.7127	-2.79614	-29.84561
15	Max	158.2259	6.22433	33.72845
	Min	157.8072	-6.22433	-29.54202
17	Max	166.5698	2.79614	34.09862
	Min	162.7127	-8.40077	-29.84561
19	Max	78.7394	6.03415	23.01559
	Min	74.3705	-3.91091	-40.71316
21	Max	74.1246	5.56251	22.82327
	Min	74.0021	-5.56251	-40.20672
23	Max	78.7394	3.91092	23.01553
	Min	74.3704	-6.03416	-40.7131

Tabla 9 - Reacciones en los apoyos. Combinación <<1.3(CM + 0.3SSx + SSy)>>

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1	Max	83.6617	17.63388	18.61213
	Min	69.4482	-15.51064	-0.91456
3	Max	74.0817	18.54164	18.14622
	Min	74.045	-18.54164	-0.76278
5	Max	83.6617	15.51064	18.61212
	Min	69.4482	-17.63388	-0.91455
7	Max	170.4151	21.45199	7.62796
	Min	158.8674	-15.84736	-11.88096
9	Max	158.0793	20.74776	7.39737
	Min	157.9537	-20.74776	-11.5838
11	Max	170.4151	15.84735	7.62796
	Min	158.8674	-21.45198	-11.88096
13	Max	170.4151	21.45199	11.88096
	Min	158.8674	-15.84736	-7.62795
15	Max	158.0793	20.74775	11.58379
	Min	157.9537	-20.74775	-7.39736
17	Max	170.4151	15.84736	11.88096
	Min	158.8674	-21.45199	-7.62795
19	Max	83.6617	17.63388	0.91457
	Min	69.4482	-15.51064	-18.61214



21	Max	74.0817	18.54165	0.76278
	Min	74.045	-18.54165	-18.14622
23	Max	83.6617	15.51064	0.91455
	Min	69.4482	-17.63388	-18.61212

La cimentación se diseñará con base en el esfuerzo permisible del suelo para cuatro tipos de suelo (suelo duro, firme, medio y blando) cuyo esfuerzo normal admisible se conoce y se describió en la sección 6.2. Se diseñara una losa de cimentación para cada pila, con el fin de que las tres columnas se apoyen en la misma cimentación. De las tablas anteriores se sumarán los nodos 1, 3, y 5; 7, 9 y 11; 13, 15 y 17; 19, 21 y 23 en cada tabla y en valor absoluto. Los resultados se muestran a continuación:

Tabla 10 – Suma de reacciones en los apoyos. Combinación <<1.3(CM + 2.07CV)>>

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1 + 3 + 5	Max	457.7311	13.27621	54.44079
	Min	181.9781	13.27621	20.55858
7 + 9 + 11	Max	821.4764	10.60587	11.05746
	Min	431.0721	10.60587	29.97765
13 + 15 + 17	Max	821.4764	10.60597	29.97769
	Min	431.0723	10.60597	11.05745
19 + 21 + 23	Max	457.7311	13.27621	20.55879
	Min	181.9692	13.27621	54.44085

Tabla 11 - Suma de reacciones en los apoyos. Combinación <<1.3(CM + SSx + 0.3SSy)>>

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1 + 3 + 5	Max	231.6034	15.50756	121.63295
	Min	222.7429	15.50756	68.85437
7 + 9 + 11	Max	491.3656	17.42126	89.23333
	Min	483.2325	17.42126	101.92577
13 + 15 + 17	Max	491.3655	17.42124	101.92569
	Min	483.2326	17.42124	89.23324
19 + 21 + 23	Max	231.6034	15.50758	68.85439
	Min	222.743	15.50758	121.63298



Tabla 12 – Suma de reacciones en los apoyos. Combinación <<1.3(CM + 0.3SSx + SSy)>>

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1 + 3 + 5	Max	241.4051	51.68616	55.37047
	Min	212.9414	51.68616	2.59189
7 + 9 + 11	Max	498.9095	58.0471	22.65329
	Min	475.6885	58.0471	35.34572
13 + 15 + 17	Max	498.9095	58.0471	35.34571
	Min	475.6885	58.0471	22.65326
19 + 21 + 23	Max	241.4051	51.68617	2.5919
	Min	212.9414	51.68617	55.37048

Para conocer las dimensiones de la losa de cimentación en la que se apoyaran las columnas de cada eje, es necesario tomar los elementos mecánicos más desfavorables, por medio de aproximaciones sucesivas proponer dimensiones, calcular el área de la cimentación considerando las excentricidades de las fuerzas que producen los momentos, calcular el esfuerzo normal actuante y compararlo con el esfuerzo normal admisible del suelo; si el esfuerzo normal actuante es menor al admisible las dimensiones se aceptan, en caso contrario se tendrán que proponer otras dimensiones. Este procedimiento se realiza con los elementos mecánicos no amplificados, por el contrario el cálculo del espesor se realiza con los elementos mecánicos amplificados.

Tabla 13 – Suma de reacciones en los apoyos. Elementos mecánicos no amplificados.

Joint	StepType	F3 Ton	M1 Ton-m	M2 Ton-m
1 + 3 + 5	Max	281.0281	6.11989	33.23026
	Min	153.9151	6.11989	17.6117
7 + 9 + 11	Max	528.8899	6.61666	3.1408
	Min	348.9266	6.61666	15.77501
13 + 15 + 17	Max	528.89	6.6167	15.77503
	Min	348.9268	6.6167	3.1408
19 + 21 + 23	Max	281.0281	6.11988	17.61179
	Min	153.9111	6.11988	33.23029

La combinación de elementos mecánicos más desfavorables puede ser cualquiera de las siguientes:

- P_{max} , $M1_{min}$ y $M2_{min}$.
- P_{min} , $M1_{max}$ y $M2_{max}$.



Se realizó el diseño de la cimentación con cada una de las sumas de las combinaciones, y la suma que dio como resultado dimensiones mayores es la suma 7 + 9 + 11 de la tabla 13 que presenta los elementos mecánicos no amplificados. Lo anterior quiere decir que la misma suma regirá en las combinaciones de los elementos mecánicos amplificados. A continuación se muestran dichos elementos mecánicos tanto amplificados como no amplificados:

$$F3_{amplif} = 821.4764 \text{ ton}$$

$$F3_{no\ amplif} = 528.89 \text{ ton}$$

$$M1_{amplif} = 10.60597 \text{ ton} - m$$

$$M1_{no\ amplif} = 6.6167 \text{ ton} - m$$

$$M2_{amplif} = 29.97769 \text{ ton} - m$$

$$M2_{no\ amplif} = 15.77503 \text{ ton} - m$$

A continuación se realiza el cálculo de la cimentación para suelo duro y al final únicamente aparecen las dimensiones de la cimentación para los otros tres tipos de suelo ya que el procedimiento de cálculo es el mismo

$$\frac{P}{A'} \leq \sigma_{adm}$$

$$A' = B'L' = [B - 2e_x][L - 2e_y]$$

$$\frac{P}{[B - 2e_x][L - 2e_y]} = \sigma_{adm}$$

Despejando L de la expresión anterior:

$$L = \frac{P}{\sigma_{adm}[B - 2e_x]} + 2e_y$$

Dónde:

$P \rightarrow$ Carga axial sobre la columna

$\sigma_{adm} \rightarrow$ Esfuerzo normal admisible del suelo

$B \rightarrow$ Base de la cimentación (supuesta)

$e_x \rightarrow$ excentricidad en $x = M_y/P$

$e_y \rightarrow$ excentricidad en $y = M_x/P$

La fórmula anterior y las siguientes se han programado en una hoja de Excel y se han propuesto varias dimensiones de la base, llegando a un valor para el cual se satisface la condición del esfuerzo normal admisible del suelo. Debido a que se están usando esfuerzos admisibles, no se utilizan factores de carga. Si se supone una base igual a 1.7 metros la longitud de la cimentación será:

$$e_x = \frac{15.77503}{528.89} = 0.02983 \text{ m}$$



$$e_y = \frac{6.6167}{528.89} = 0.01251 \text{ m}$$

$$L = \frac{528.89}{40[1.7 - (2 * 0.02983)]} + (2 * 0.01251) = 8.08 \text{ m}$$

Por lo tanto la base será de 1.7 metros y la longitud de 8.1 metros, con el fin de revisar que el esfuerzo normal producido por la fuerza axial y los momentos actuantes no sea mayor que el esfuerzo normal admisible del suelo, se calcula el área con las dimensiones calculadas y posteriormente se calcula el esfuerzo normal:

$$A' = [1.7 - (2 * 0.02983)][8.1 - (2 * 0.01251)] = 13.2457 \text{ m}^2$$

$$\frac{528.89}{13.2457} \leq 40$$

$$39.93 \leq 40$$

Por lo que las dimensiones propuestas se aceptan, y a continuación se muestra el diseño de la cimentación para suelo duro, cuyo esfuerzo normal admisible es de 40 ton/m².

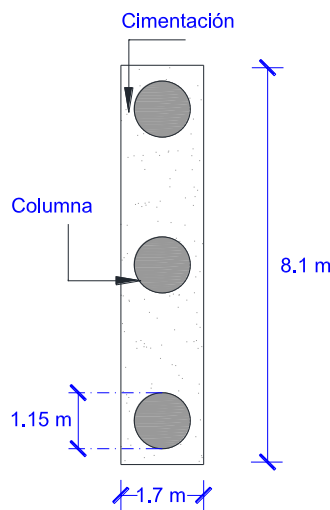


Figura 55 – Cimentación del puente en suelo duro.

Momento en el borde de la cimentación por metro de ancho.

$$M_{max} = \frac{(q_u)(x^2)(1)}{2} \rightarrow \text{en ton} - \text{m}$$

Donde:

$q_u \rightarrow$ Presión última

$x \rightarrow$ distancia del paño de la columna al borde de la cimentación

Para calcular la presión última (q_u) se utilizarán los elementos mecánicos amplificados.



$$q_u = \frac{P}{A'} = \frac{821.4764}{\left[1.7 - 2 \left(\frac{29.97769}{821.4764}\right)\right] \left[8.1 - 2 \left(\frac{10.60597}{821.4764}\right)\right]} = 62.5324 \text{ ton/m}^2$$

$$Mu = \frac{(q_u)(x^2)(1)}{2} = \frac{62.5324(0.275)^2(1)}{2} = 2.36451 \text{ ton} - m$$

Proponiendo $H = 45$ cm y $d = 39$ cm. Del RCDF (2004):

$$Mu = FRbd^2 f_c'' q(1 - 0.5q)$$

Donde:

$$f_c'' \rightarrow 0.68f'_c$$

$$b \rightarrow \text{base (por metro de ancho)} = 100 \text{ cm}$$

$$d \rightarrow \text{peralte efectivo} = h - 6$$

$$q \rightarrow \text{cuantía de acero de refuerzo}$$

$$FR \rightarrow 0.9 \text{ (para flexión)}, 0.8 \text{ (para cortante)}$$

$$\frac{236451}{0.9 * 100 * 39^2 * 136} = q(1 - 0.5q)$$

$$0.0127 = q(1 - 0.5q)$$

$$-0.5q^2 + q - 0.0127$$

Resolviendo la ecuación cuadrática y descartando la solución que no satisface las condiciones:

$$q = 0.01278$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{200}}{4200} = 0.002357$$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y} = 0.01278 \frac{136}{4200} = 0.000414$$

$$\rho_{min} > \rho$$

REVISION POR CORTANTE.

- COMO VIGA ANCHA.

Como $\rho < 0.015$, del RCDF - 04:

$$V_{CR} = FRbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 * 100 * 39 * (0.2 + 20(0.002357)) * \sqrt{160} = 9753.45 \text{ kg} = 9.75345 \text{ ton}$$

Como la sección crítica esta a un peralte d del paño de la columna:

$$Vu = (b - d)(q_u)(1) = (0.275 - 0.39)(62.5324)(1) = -7.19 \text{ ton}$$



El cortante último se presenta fuera del borde de la cimentación, por lo tanto registrará la penetración.

- PENETRACIÓN.

Debido a que la penetración se presenta bajo la superficie de la columna, se revisan los elementos mecánicos más desfavorables que se presentan en la base de las columnas del puente. Dichos elementos mecánicos son:

$$F3 = 285.1064 \text{ ton}$$

$$M1 = 5.79744 \text{ ton} - m$$

$$M2 = 10.09544 \text{ ton} - m$$

Para columnas circulares (RCDF, 2004): $C_1 = C_2 = 0.9\phi = 0.9 * 1.15 = 1.035 \text{ m}$

Perímetro de la sección crítica: $b_0 = 4(C + d) = 4(103.5 + 39) = 570 \text{ cm}$

Área de la sección crítica: $A_c = db_0 = 39 * 570 = 22230 \text{ cm}^2$

Cortante último: $V_u = P(A * q_u) = 285.1064 - (1.425^2 * 62.5324) = 158.1265 \text{ ton}$

$$0.2V_u d = 0.2 * 158.13 * 0.39 = 12.334 \text{ ton} - m$$

Como $M_y = M_u < 0.2V_u d$

$$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{158126.5}{22230} = 7.1132 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{CR} = FR\sqrt{f_c^*} = 0.7\sqrt{160} = 8.85 \text{ kg/cm}^2$$

Como $v_u < v_{CR}$ el peralte efectivo $H = 0.45 \text{ m}$ se acepta por penetración.

AREA DE ACERO.

$$A_s = pbd = 0.002357 * 100 * 39 = 9.1923 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del #8 ($a_s = 5.07 \text{ cm}^2$).

$$S = \frac{5.07 * 100}{9.1923} = 55.15 \text{ cm}$$

Varilla del # 8 @ 55 cm.



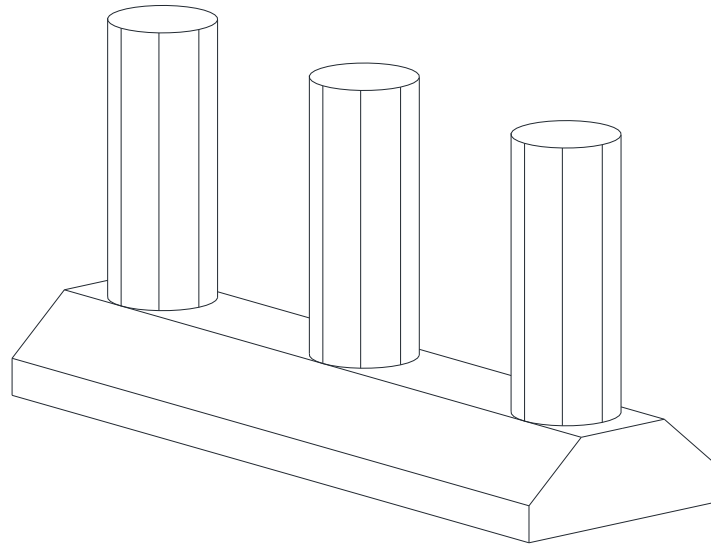


Figura 56 – Cimentación del puente, 3D.

Las cimentaciones para los tres tipos de suelos restantes se han calculado de la misma manera, y las características de las cimentaciones se muestran en la siguiente tabla, en la primera columna se encuentra el tipo de suelo, en la segunda, tercera y cuarta se observan las dimensiones calculadas, en la quinta aparece el área de acero por metro de ancho y en la última se muestra la separación entre varillas:

Tabla 14 – Características de la cimentación del puente. CORREGIR LA TABLA

TIPO DE SUELO	DIMENSIONES			As por metro de ancho (cm ² /m)	Varilla del #8 @ (cm)
	B (m)	L (m)	H (m)		
Roca	1.7	8.1	0.45	9.1923	55
Suelo Firme y denso	2.4	8.1	0.5	10.3708	45
Suelo Medio	4.0	8.1	0.8	17.4418	25
Suelo Blando	9.5	9.5	1.2	26.87	15

6.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.

Al aplicar el análisis modal espectral a una estructura, se conocen los periodos de la estructura (T) asociados a los modos de vibrar de esta. El periodo es el tiempo que tarda una estructura en dar un ciclo completo de movimiento. Por ejemplo si se tiene la siguiente grafica a partir de la ecuación $x = 0.34 \cos[61 * t]$, y se le asignan valores al tiempo (t):



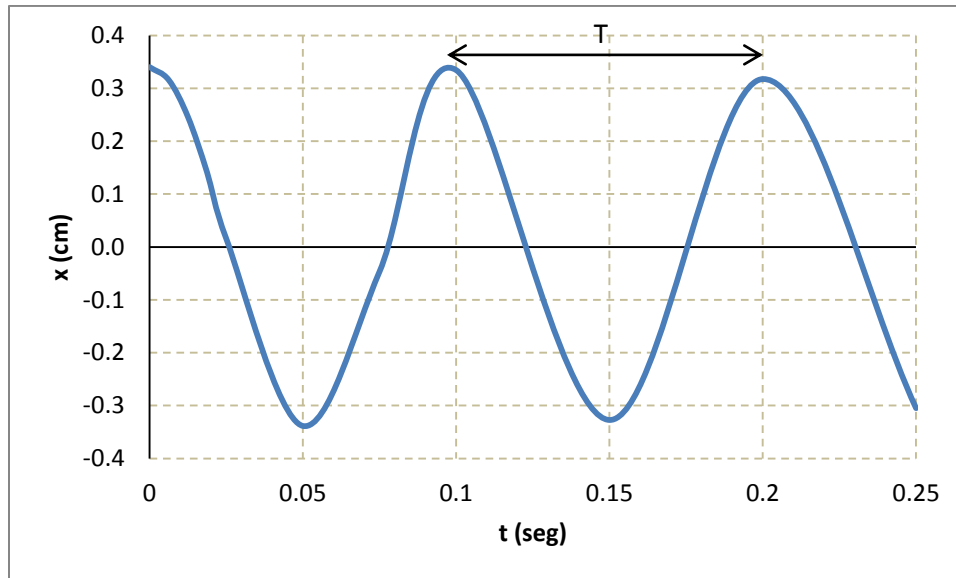


Figura 57 – Grafica que describe el movimiento de una estructura.

Se observa que aproximadamente el periodo es de 0.1 segundos, ya que los puntos máximos en el eje positivo de las ordenadas se presentan entre 0.1 y 0.2, entonces $0.2 - 0.1 = 0.1$; o bien con los máximos en el eje negativo de las ordenadas $0.15 - 0.05 = 0.1$.

El periodo se puede calcular con la siguiente fórmula, conociendo la frecuencia circular del sistema (ω) en rad/seg, y el periodo resulta en segundos por ciclo o simplemente en segundos:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Si se calcula el periodo con la fórmula anterior ya que la frecuencia circular, por comparación con la ecuación general del movimiento del sistema, es 61 rad/seg:

$$T = \frac{2\pi}{61} = 0.103 \text{ seg}$$

Los modos de vibrar son las formas como se mueve la estructura para cada periodo, es importante mencionar que para cada periodo existe un modo de vibrar.

Existen diferentes métodos de análisis sísmico, por ejemplo el Manual de Diseño de Obras Civiles de la CFE (2008) menciona cuatro métodos para evaluar la demanda de desplazamientos y fuerzas para revisar la capacidad de la estructura, los cuales son:

- Análisis Estático Lineal (AEL).
- Análisis Estático no Lineal (AENL, también conocido como Pushover).
- Análisis Dinámico Lineal (ADL).
- Análisis Paso a Paso.



AASHTO - LRFD (2004), contempla cuatro métodos de análisis en función de zonas sísmicas para puentes de múltiples tramos, estos métodos son:

- UL (Método elástico de carga uniforme).
- SM (Método elástico unimodal).
- MM (Método elástico multimodal).
- TH (Método de historia de tiempo).

En esta sección se describirá el método dinámico lineal o análisis modal espectral, con el fin de determinar las propiedades dinámicas de la estructura y conocer que efectos tiene la interacción suelo estructura en diferentes tipos de suelo. Estos análisis se realizarán en el programa SAP2000 (CSI), ya que esta herramienta permite una mayor rapidez en los análisis con una buena precisión.

El modelo requiere conocer las dimensiones de los elementos estructurales y los materiales de construcción. Para este trabajo la cimentación a través de elementos “springs”, cuyas características se calcularán en seguida.

El procedimiento manual del análisis modal espectral es un tanto laborioso y antes de realizarlo se debe aplicar un análisis estático lineal con el fin de conocer la distribución y magnitud de las fuerzas que han de aplicarse a la estructura con el fin de conocer los desplazamientos iniciales y posteriormente la rigidez de los elementos estructurales en las direcciones x e y . También es importante conocer el peso total de la estructura y a partir de esto calcular la masa del sistema.

Debido a que se trata de un análisis sísmico, se deben conocer las características del espectro transparente en roca generado en PRODISIS (CFE, 2008). También se deben conocer el tipo de terreno, el factor de comportamiento sísmico, y el factor de importancia estructural.

A partir de las matrices de masas y rigideces del sistema, y resolviendo el problema matemático de valores y vectores característicos, se llega a una ecuación lineal de grado igual al numero de grados de libertad de la edificación. A continuación se muestran la matriz de masas y rigideces de un sistema de “ n ” grados de libertad:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_n \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} K_1 + K_2 & -K_2 & \dots & 0 \\ -K_2 & K_2 + K_3 & \dots & -K_n \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & -K_n & \dots & K_n \end{bmatrix}$$

El problema matemático de valores y vectores característicos está dado por la siguiente ecuación:



$$|[K] - \omega^2[M]| = 0$$

De la resolución del determinante anterior se obtiene una ecuación lineal de grado “ n ”, para cada dirección, y de la solución de esta se obtienen “ n ” raíces que corresponden a los valores de las frecuencias circulares elevadas al cuadrado.

Finalmente se aplica la fórmula para el cálculo del periodo y si se desean conocer otros parámetros dinámicos simplemente se hace uso de las fórmulas adecuadas para su cálculo.

En caso que se deseen conocer los desplazamientos en los nodos de la estructura, se tendrá que continuar con el análisis modal calculando pseudoaceleraciones sin reducir, factores de participación, entre otros parámetros que no se describen debido a que van más allá del objetivo de este trabajo.

6.2.1 Cálculo de las características de la cimentación para los modelos dinámicos.

Como se mencionó anteriormente se realizarán modelos de la estructura para cuatro tipos de suelo. Para esto se han usado fórmulas que propone el Bridge Design Manual – LRFD (2011) de Washington State Department of Transportation. Dichas fórmulas se muestran a continuación:

$$K = \beta K_{sur}$$

Donde:

$K \rightarrow$ resorte de rotación o traslación

$K_{sur} \rightarrow$ rigidez de la cimentación en la superficie

$\beta \rightarrow$ factor de corrección

Para el cálculo de las rigideces de los elementos “springs” se deben conocer la rigidez de la cimentación en la superficie y el factor de corrección que se muestran en la tablas 14 y 15 respectivamente.

El Bridge Design Manual – LRFD (2011), propone la orientación de los ejes en la cimentación, dicha orientación se muestra en la siguiente figura:

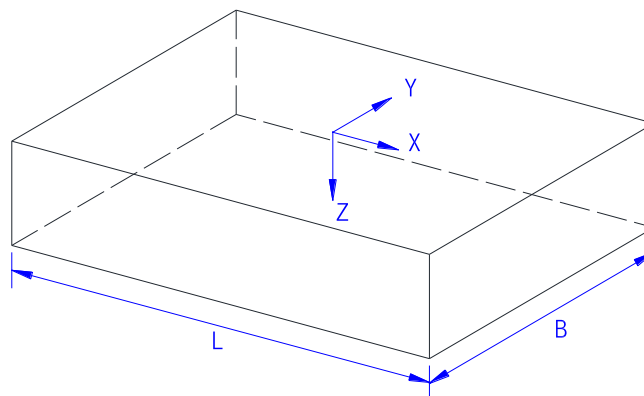


Figura 58 – Orientación de los ejes según BDM – LRFD



Se puede apreciar que la longitud L debe ser mayor o igual que la base (B), lo cual se cumple en los cuatro tipos de cimentaciones; de no haberse cumplido, es decir que $B < L$, deberían invertirse los valores o bien los ejes. Refiriéndose a las figuras 53 y 54, se aprecia que los ejes x e y tienen diferente orientación por lo que se tendrá que invertir la orientación de los ejes en el modelo, o bien se pueden calcular las rigideces sin hacer modificaciones y al momento de introducirlas al modelo en SAP2000 (CSI) la rigidez a lo largo del eje x se coloca en el lugar que corresponde a la rigidez a lo largo del eje y , y viceversa.

Los parámetros que se deben conocer para el cálculo de la rigidez de la cimentación son el modulo de Poisson (ν), el modulo de rigidez al corte (G) que se calcula de acuerdo con las características del suelo, la profundidad de la cimentación (D_f ó D) y el espesor de la cimentación (d ó H).

Tabla 15 – Rigidez de la cimentación en la superficie.

Grado de Libertad	K_{sur}
Traslación a lo largo del eje x	$\frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 1.2 \right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\frac{GB}{2-\nu} \left[3.4 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.4 \frac{L}{B} + 0.8 \right]$
Traslación a lo largo del eje z	$\frac{GB}{1-\nu} \left[1.55 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 0.8 \right]$
Rotación alrededor del eje x	$\frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.4 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.1 \right]$
Rotación alrededor del eje y	$\frac{GB^3}{1-\nu} \left[0.47 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.034 \right]$
Rotación alrededor del eje z	$GB^3 \left[0.53 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 0.51 \right]$



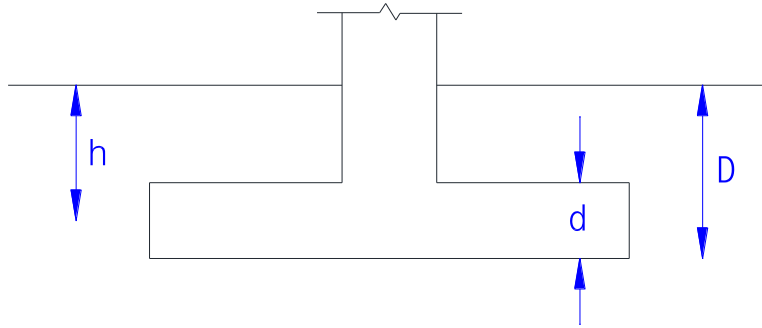


Figura 59 – Dimensiones necesarias para el cálculo de β .

En la figura 59:

$d \rightarrow$ Espesor de la cimentación

$h \rightarrow$ Profundidad hasta el centroide de la base de la cimentación

Tabla 16 – Factor de corrección.

Grado de Libertad	β
Traslación a lo largo del eje x	$\left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{B}}\right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{BL^2}\right)^{0.4}\right]$
Traslación a lo largo del eje y	$\left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{D}{L}}\right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{hd(B+L)}{LB^2}\right)^{0.4}\right]$
Traslación a lo largo del eje z	$\left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(2 + 2.6 \frac{B}{L}\right)\right] \left[1 + 0.32 \left(\frac{d(B+L)}{BL}\right)^{2/3}\right]$
Rotación alrededor del eje x	$1 + 2.5 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{2d}{B} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}}\right]$
Rotación alrededor del eje y	$1 + 1.4 \left(\frac{d}{L}\right)^{0.6} \left[1.5 + 3.7 \left(\frac{d}{L}\right)^{1.9} \left(\frac{d}{D}\right)^{-0.6}\right]$
Rotación alrededor del eje z	$1 + 2.6 \left(1 + \frac{B}{L}\right) \left(\frac{d}{B}\right)^{0.9}$



A continuación se ilustra el ejemplo de cálculo para la rigidez del resorte de traslación a lo largo del eje x en suelo duro, los demás cálculos se han realizado en una hoja de Excel y son mostrados en las tablas posteriores.

Datos convertidos al Sistema Inglés:

$$V_s = 800 \text{ m/s} = \frac{800}{0.0254} = 31496.063 \text{ in/s}$$

$$\gamma_s = 1.8 \text{ ton/m}^3 = 1.8 \left[\frac{(0.0254)^3}{0.4535} \right] = 6.5028 E^{-5} \text{ kips/in}^3$$

$$B = 1.7 \text{ m} = \frac{1.7}{0.0254} = 66.9291 \text{ in}$$

$$L = 8.1 \text{ m} = \frac{8.1}{0.0254} = 318.8976 \text{ in}$$

$$D = 2 \text{ m} = \frac{2}{0.0254} = 78.74 \text{ in}$$

$$d = 0.45 \text{ m} = \frac{0.45}{0.0254} = 17.7165 \text{ in}$$

$$h = 2 - \frac{0.45}{2} = 1.775 \text{ m} = \frac{1.775}{0.0254} = 69.8819 \text{ in}$$

$$v = 0.35 \quad (\text{BDM} - \text{LRFD}, 2011)$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 = \frac{9.81}{0.0254} = 386.22 \text{ in/s}^2$$

Recordando la fórmula para el cálculo de las rigideces de los resortes para el eje x y la fórmula para el cálculo del modulo de rigidez al corte:

$$K_x = \beta_x K_{sur-x}$$

$$G = \frac{\gamma_s V_s^2}{g} = \frac{(6.5028 E^{-5})(31496.063)^2}{386.22} = 167.0236 \text{ kips/in}^2$$

$$K_{sur-x} = \frac{(167.0236)(66.9291)}{2 - 0.35} \left[3.4 \left(\frac{318.8976}{66.9291} \right)^{0.65} + 1.2 \right] = 71679.4 \text{ kips/in}$$

$$\beta_x = \left(1 + 0.21 \sqrt{\frac{78.74}{66.9291}} \right) \left[1 + 1.6 \left(\frac{(69.8819)(17.7165)(66.9291 + 318.8976)}{(66.9291)(318.8976)^2} \right)^{0.4} \right] = 1.9066$$



$$K_x = 71679.4 * 1.906553 = 136660.6 \text{ kips/in}$$

Convirtiendo la rigidez del resorte de traslación a lo largo del eje x al sistema métrico:

$$K_x = 136660.6 \text{ kips/in} = 136660.6 \left(\frac{0.4536}{0.0254} \right) = 2440521.581 \text{ ton/m}$$

$$K_{x-total} = 2440521.581 \text{ ton/m}$$

Dividiendo el valor anterior entre tres por ser el número de columnas, y debido a que cada columna llevara resortes independientes:

$$K_{x-por \text{ columna}} = 813507.2 \text{ ton/m}$$

Pero recordemos que esta rigidez a lo largo del eje x que se calculó corresponde al eje y en el modelo en SAP2000 (CSI), por lo que:

$$K_{y-por \text{ columna}} = 813507.2 \text{ ton/m}$$

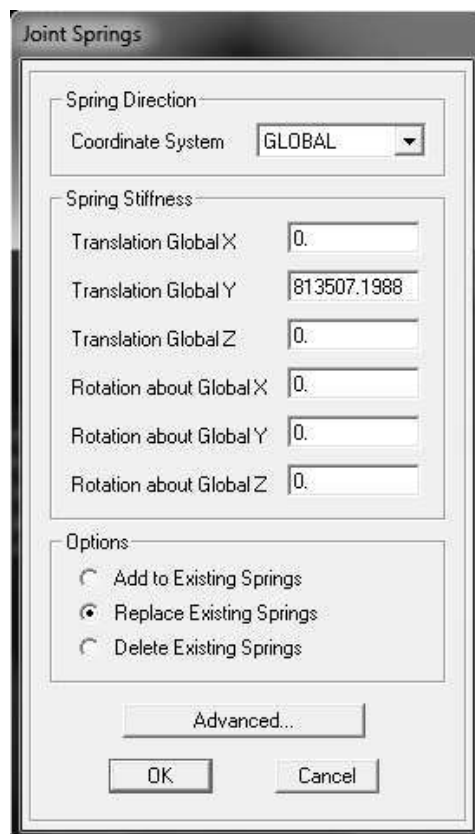


Figura 60 – Inversión de las rigideces en el modelo en SAP2000 (CSI).



Tabla 17 – Rigideces de los resortes correspondientes a la cimentación del puente en suelo duro.

Grado de libertad	K_{sur} (Kip/in)	β	βK_{sur} (Kip/in)	βK_{sur} (Ton/m)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton/m)
Traslación a lo largo del eje x	71679.4033	1.90655	136660.6008	2440521.596	813507.1988
Traslación a lo largo del eje y	81881.7520	2.24441	183776.3346	3281926.984	1093975.6612
Traslación a lo largo del eje z	99726.7835	1.31377	131017.9364	2339753.384	779917.7946
Grado de libertad	K_{sur} (Kip-in/rad)	β	βK_{sur} (Kip-in/rad)	βK_{sur} (Ton-m/rad)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton-m/rad)
Rotación alrededor del eje x	154530985.5	1.87806	290218121.4	3343730.673	1114576.8909
Rotación alrededor del eje y	1537570650	1.37995	2121771601	24445864.19	8148621.3964
Rotación alrededor del eje z	1241970245	1.95105	2423141391	27918078.14	9306026.0478

Tabla 18 – Rigideces de los resortes correspondientes a la cimentación del puente en suelo firme.

Grado de libertad	K_{sur} (Kip/in)	β	βK_{sur} (Kip/in)	βK_{sur} (Ton/m)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton/m)
Traslación a lo largo del eje x	40078.4890	1.80362	72286.46678	1290911.076	430303.6920
Traslación a lo largo del eje y	44456.6516	2.02680	90104.71168	1609114.064	536371.3545
Traslación a lo largo del eje z	54510.8737	1.25833	68592.75563	1224947.793	408315.9311
Grado de libertad	K_{sur} (Kip-in/rad)	β	βK_{sur} (Kip-in/rad)	βK_{sur} (Ton-m/rad)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton-m/rad)
Rotación alrededor del eje x	151447434.6	1.67670	253932424.1	2925667.189	975222.3962
Rotación alrededor del eje y	913147810.1	1.40619	1284056828	14794183.71	4931394.5686
Rotación alrededor del eje z	743146929.6	1.82141	1353575992	15595144.58	5198381.5268

Tabla 19 – Rigideces de los resortes correspondientes a la cimentación del puente en suelo medio.

Grado de libertad	K_{sur} (Kip/in)	β	βK_{sur} (Kip/in)	βK_{sur} (Ton/m)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton/m)
Traslación a lo largo del eje x	16219.5537	1.74092	28236.9227	504262.525	168087.5083
Traslación a lo largo del eje y	17230.4364	1.85976	32044.47539	572258.8203	190752.9401
Traslación a lo largo del eje z	21474.8894	1.23238	26465.27791	472624.0181	157541.3394
Grado de libertad	K_{sur} (Kip-in/rad)	β	βK_{sur} (Kip-in/rad)	βK_{sur} (Ton-m/rad)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton-m/rad)
Rotación alrededor del eje x	141247719.5	1.66881	235716008.3	2715787.847	905262.6157
Rotación alrededor del eje y	401973529	1.55110	623499690.1	7183614.269	2394538.0898
Rotación alrededor del eje z	352665365.6	1.91243	674448669.4	7770619.877	2590206.6258



Tabla 20 – Rigideces de los resortes correspondientes a la cimentación del puente en suelo blando.

Grado de libertad	K_{sur} (Kip/in)	β	βK_{sur} (Kip/in)	βK_{sur} (Ton/m)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton/m)
Traslación a lo largo del eje x	1644.8188	1.56671	2576.957084	46019.9895	15339.9965
Traslación a lo largo del eje y	1644.8188	1.56671	2576.957084	46019.9895	15339.9965
Traslación a lo largo del eje z	2133.0384	1.17989	2516.759804	44944.97036	14981.6568

Grado de libertad	K_{sur} (Kip-in/rad)	β	βK_{sur} (Kip-in/rad)	βK_{sur} (Ton-m/rad)	$\beta K_{sur}/3$ (Ton-m/rad)
Rotación alrededor del eje x	63486383.62	1.40415	89144363.48	1027071.435	342357.1450
Rotación alrededor del eje y	63994274.69	1.64678	105384339.8	1214179.347	404726.4491
Rotación alrededor del eje z	85833590.66	1.80782	155171780.7	1787802.361	595934.1204

Se realizará un modelo para cada tipo de suelo, con las respectivas rigideces de los resortes para simular la cimentación, dichas rigideces aparecen en las tablas 17, 18, 19 y 20. Los resultados de los análisis dinámicos del puente se presentarán y discutirán en el capítulo siguiente.

6.3 ANALISIS PUSHOVER.

Para introducir definiciones propias del análisis pushover es conveniente que se expongan algunos conceptos sobre el esfuerzo y deformación.

6.3.1 Esfuerzo y deformación.

Cuando se diseña un elemento estructural principalmente se deben satisfacer dos aspectos: 1) Que el elemento resista las cargas aplicadas y 2) Que las deformaciones producidas por las cargas aplicadas no sean excesivas, es decir que sean admisibles. Lo anterior se puede decir de otra manera, que el elemento estructural sea resistente y posea la rigidez adecuada.

Para el diseño de elementos estructurales es necesario conocer las propiedades del material, las cuales se pueden estimar mediante el diagrama esfuerzo – deformación del material.

El diagrama esfuerzo – deformación de un material es el resultado de graficar la deformación producida por la fuerza axial aplicada a un espécimen del material deseado.

En el diagrama esfuerzo – deformación se pueden distinguir los siguientes puntos:

- Limite de proporcionalidad. Hasta este punto la relación entre el esfuerzo y la deformación es lineal. Este punto es de gran importancia, ya que este es el límite superior para los esfuerzos admisibles. En este punto se cumple la ley de Hooke.
- Punto de fluencia. En este punto el material fluye o se deforma plásticamente y no recupera su forma original al ser descargado quedando con una deformación permanente.



- Área de alargamiento. Posterior al punto de fluencia se observa un considerable alargamiento sin aumento de carga. Este comportamiento se observa en los materiales dúctiles.
- Esfuerzo último. Es el esfuerzo máximo que puede soportar el material.
- Punto de ruptura. Después que la curva esfuerzo – deformación llega al punto del esfuerzo último desciende hasta el punto donde ocurre la fractura.

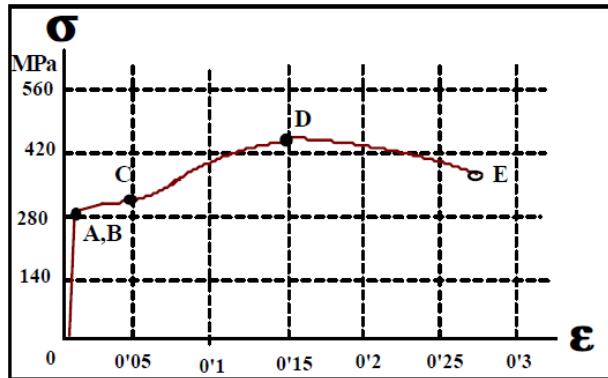


Figura 61 – Diagrama esfuerzo – deformación del acero

Los diagramas esfuerzo – deformación son similares si se trata del mismo material, esto permite agrupar a los materiales en dos grupos con propiedades afines que se denominan materiales dúctiles y materiales frágiles. Los materiales dúctiles son capaces de soportar grandes deformaciones en el intervalo plástico antes de la fractura, mientras que los materiales frágiles fallan sin ninguna o muy pequeña deformación plástica.

6.3.2 Análisis Pushover (AENL).

El Análisis Pushover ó Análisis Estático No Lineal (AENL) es empleado para determinar la capacidad de desplazamiento de una estructura al alcanzar la formación del mecanismo de colapso y consiste en analizar la estructura bajo carga gravitacional constante y cargas laterales monótonas crecientes que representan los efectos sísmicos horizontales (CFE, 2008), en otras palabras el objetivo del análisis pushover es generar la curva de capacidad que representa el desplazamiento lateral en función de la fuerza aplicada a la estructura.

El Análisis Pushover consiste en someter la estructura a cargas laterales las cuales se van incrementando hasta llevar a la estructura a un cierto nivel, que puede ser el colapso.

El análisis tiene como base dos conceptos: la capacidad y la demanda. La capacidad es una característica propia de la estructura y depende fundamentalmente de la geometría de los elementos, propiedades de los materiales, entre otras. La demanda depende de un movimiento sísmico en particular, que se representa mediante un acelerograma o un espectro de respuesta.

El ATC – 40 considera tres niveles sísmicos para el análisis pushover, estos son:



- Sismo de servicio. El nivel de sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel es 0.5 veces el sismo de diseño. El sismo de servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 75 años
- Sismo de diseño. Es el nivel de sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. El sismo de diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años.
- Sismo máximo. Es el máximo nivel que se puede esperar en el lugar donde esta situada la estructura, tiene una probabilidad de 5% de ser excedido en 50 años. Este nivel es 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño. Probabilísticamente el sismo máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años.

Para los análisis posteriores se utilizaran tres acelerogramas del sismo de Michoacán de 1985, registrados en las estaciones Cales, Manzanillo y Unión.

La demanda que deberá satisfacer la estructura es pues entonces el sismo de 1985, es decir se evaluará el punto de desempeño para los registros de las estaciones mencionadas en el sismo de 1985. Los registros sísmicos se han multiplicado por un factor, el cual modifica los acelerogramas; por lo que se presentarán resultados para los registros reales del sismo de 1985 en las estaciones mencionadas y además para los registros de las estaciones para un periodo de retorno de 500 años, es decir para aproximadamente el sismo de diseño de ATC – 40. El factor mencionado esta asociado a un estudio previo de peligro sísmico para el estado de Michoacán.

Por otra parte para realizar el análisis pushover el programa SAP2000 (SCI) se tiene que conocer la magnitud de la reacción vertical en la columna deseada, para este análisis se ha realizado un promedio de las reacciones en la base de las columnas del puente, dicho promedio es:

$$P = -91.49 \text{ ton}$$

También se tiene que conocer la longitud de la articulación plástica, que es la distancia a partir de la base de la columna la cual será el punto de giro ante la aplicación de carga lateral en la parte superior de la columna. La longitud plástica se calcula mediante la siguiente expresión de acuerdo con BDM – LRFD (2011), y se tomara el mayor valor:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_y d_b \geq 0.3f_y d_b$$

Dónde:

$L \rightarrow$ Longitud de la columna (in)

$f_y \rightarrow$ Esfuerzo de fluencia del acero (60 kips)

$d_b \rightarrow$ diámetro de la barra (in)

$$L_p = 0.08(236.22) + 0.15(60)(1) \geq 0.3(60)(1)$$

$$L_p = 27.9 \geq 18 \rightarrow L_p = 27.9 \text{ in} = 0.71 \text{ m}$$



Es necesario mencionar que se realizarán cuatro modelos en los que se efectuará el análisis pushover, a saber, para suelo rígido con área de acero de columnas igual a 1% y 0.5%, para suelo blando con 1% de área de acero y 0.5% de área de acero en columnas; en los cuatro modelos la longitud plástica no cambiara ya que solo depende de la longitud de la columna, el esfuerzo de fluencia del acero y el diámetro de la barra.

$$A_{columna} = 1.032 \text{ m}^2$$

$$0.01A_{columna} = 103.2 \text{ cm}^2$$

Se proponen 21 varillas del #8 ($a_s = 5.07 \text{ cm}^2$), estribos del #4 ($a_s = 1.27 \text{ cm}^2$) @ 25 cm.

$$0.005A_{columna} = 51.6 \text{ cm}^2$$

Se proponen 11 varillas del #8 ($a_s = 5.07 \text{ cm}^2$), estribos del #4 ($a_s = 1.27 \text{ cm}^2$) @ 25 cm.

Para seguir con el análisis pushover se tiene que determinar el momento de fluencia (M_{yield}), el cual se puede obtener a partir de la sección de diseño de la columna, como se ilustra en la siguiente figura:

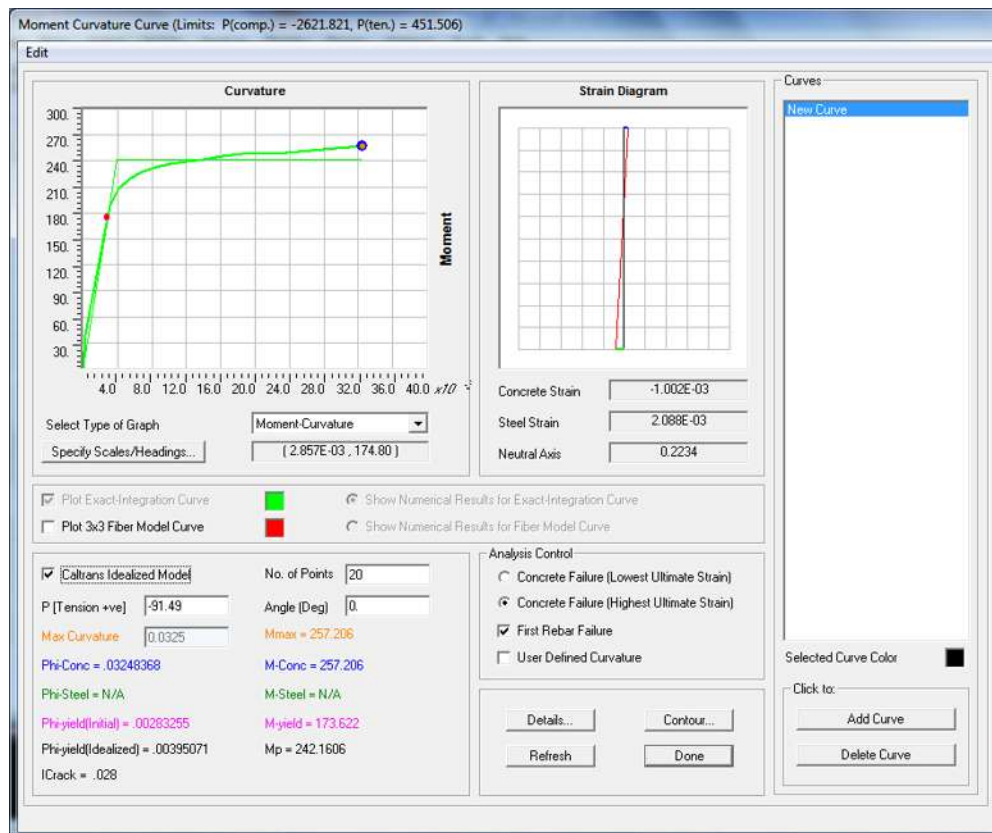


Figura 62 – Obtención del momento de fluencia en el diagrama momento - curvatura idealizado de la columna.



En la figura anterior se observan el momento de fluencia, la inercia de la sección agrietada, entre otros parámetros, pero los factores que interesan para el análisis son los mencionados al principio del párrafo y se señalan a continuación:

$$M_{yield} = 173.622 \text{ ton} - m$$

$$I_{crack} = 0.028 \text{ m}^4$$

En la figura 62 se deshabilitará la opción *caltrans idealized model*, y se hará clic en la opción *details*, con el fin de obtener una tabla de la cual se adquiere el diagrama momento curvatura. De dicho diagrama se localizan los puntos C, D y E que se requerirán para ajustar las propiedades de la articulación plástica, es decir se modificará el momento de fluencia idealizado por el momento de fluencia real para las condiciones de resistencia aplicadas al modelo.

Tabla 21 – Tabla para localizar los puntos C, D y E en el diagrama momento curvatura.

CURVATURA	MOMENTO	GIRO	M/M _{yield}
0	1.86E-16	0	0.000
0.0017	117.0718	0.001207	0.674
0.004251	208.7535	0.00301821	1.202
0.007652	230.7543	0.00543292	1.329
0.0119	239.4969	0.008449	1.379
0.017	246.4599	0.01207	1.420
0.023	249.0556	0.01633	1.434
0.0298	254.6565	0.021158	1.467
0.0374	260.3903	0.026554	1.500
0.0459	260.4641	0.032589	1.500
0.0553	257.7784	0.039263	1.485
0.0655	257.5637	0.046505	1.483
0.0765	255.0388	0.054315	1.469
0.0884	256.2576	0.062764	1.476
0.1012	258.2198	0.071852	1.487
0.1148	257.7407	0.081508	1.484
0.1292	178.7263	0.091732	1.029
0.1445	140.1285	0.102595	0.807
0.1607	123.9994	0.114097	0.714
0.1777	109.6231	0.126167	0.631

De la tabla generada como se indica en el párrafo anterior se extrajeron las dos últimas columnas, que corresponden a las dos primeras de la tabla 20, la tercera columna corresponde al giro de la columna que se calculó multiplicando la curvatura por la longitud plástica. La cuarta columna de la tabla 21 muestra el cociente del momento entre el momento de fluencia debido a



que de esta manera se introducen los valores para el ajuste de las propiedades de la articulación plástica.

Si se grafican los valores del momento en el eje de las ordenadas y los valores de la curvatura en el eje de las abscisas, se obtendrá el diagrama momento – curvatura que aparece en la parte superior izquierda de la figura 62, en el cual se localizaran los puntos C, D, y E. El punto C corresponde al punto más alto de la gráfica (comienza la fluencia), el punto D es donde la gráfica comienza a descender (esfuerzo último) y el punto E es el punto de fractura. Los valores de los puntos C, D y E se muestran en la tabla 22.

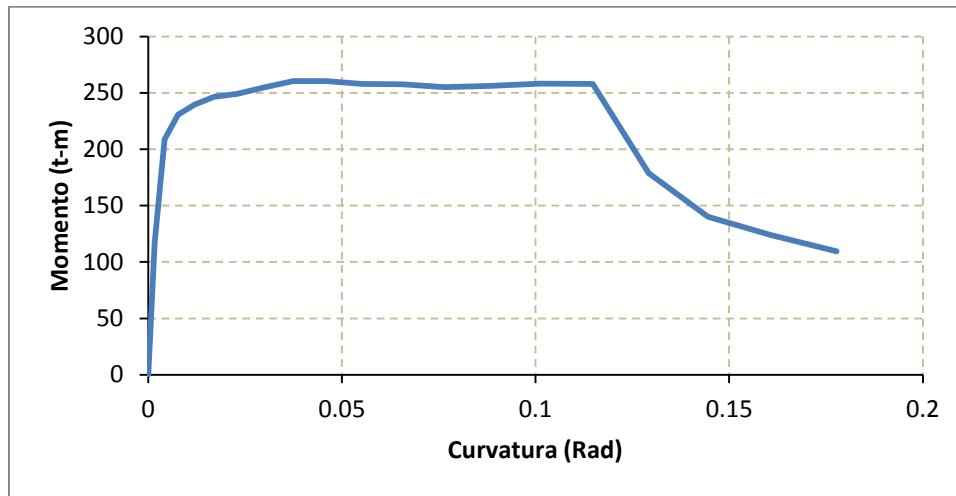


Figura 63 – Diagrama momento – curvatura generado de la tabla 20.

Tabla 22 – Valores de los puntos C, D y E del diagrama momento curvatura.

PUNTO	CURVATURA	MOMENTO	GIRO	M/M _{yield}
C	0.0459	260.4641	0.032589	1.500
D	0.1148	257.7407	0.081508	1.484
E	0.1777	109.6231	0.126167	0.631

Antes de introducir el valor de los puntos C, D y E, es necesario modificar algunas propiedades de la columna, como son el momento de inercia alrededor del eje 2 y 3. El factor por el cual se modificaran los momentos de inercia mencionados es el cociente de la inercia agrietada entre la inercia de la sección:

$$F = \frac{I_{crack}}{I_{sección}}$$

En otras palabras el factor es el número por el cual hay que multiplicar el momento de inercia de la sección para obtener el momento de inercia de la sección agrietada.



$$F = \frac{0.28}{0.848} = 0.33$$

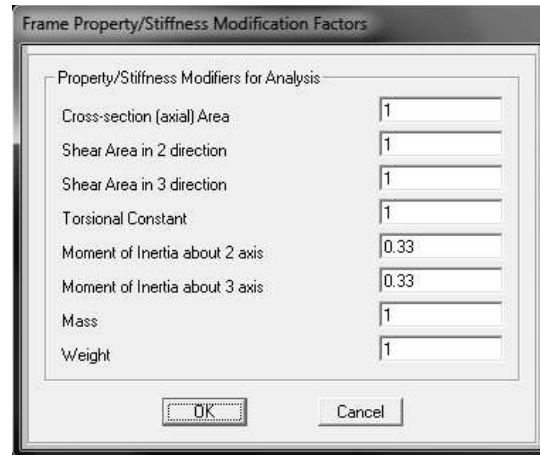


Figura 64 – Modificación de las propiedades de las columnas.

Como se mencionó, los puntos C, D y E forman el diagrama momento – rotación para las articulaciones plásticas, antes de esto ya se han asignado las articulaciones plásticas a las columnas. Los parámetros a introducir en el diagrama mencionado son M/M_{yield} y el giro:

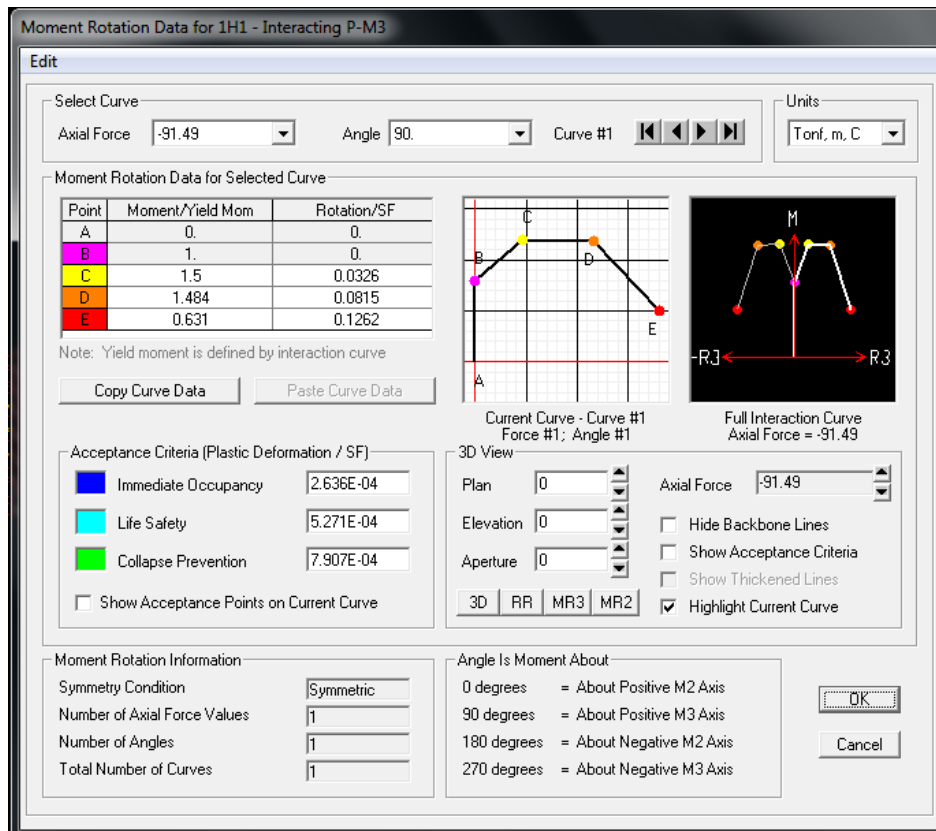


Figura 65 – Diagrama momento curvatura para las articulaciones plásticas.



Cuando la articulación plástica tiene un comportamiento adecuado, es decir cuando el análisis pushover concluye satisfactoriamente y el diagrama momento curvatura de las articulaciones plásticas llega cerca del punto de fractura o por lo menos va mas allá del punto de fluencia, se pueden ajustar los valores de los puntos C, D y E. Con el fin de mostrar el procedimiento de ajuste de los puntos se muestra la siguiente figura. Este procedimiento es para el modelo con $A_s = 0.01$ y base rígida (cimentado en roca).

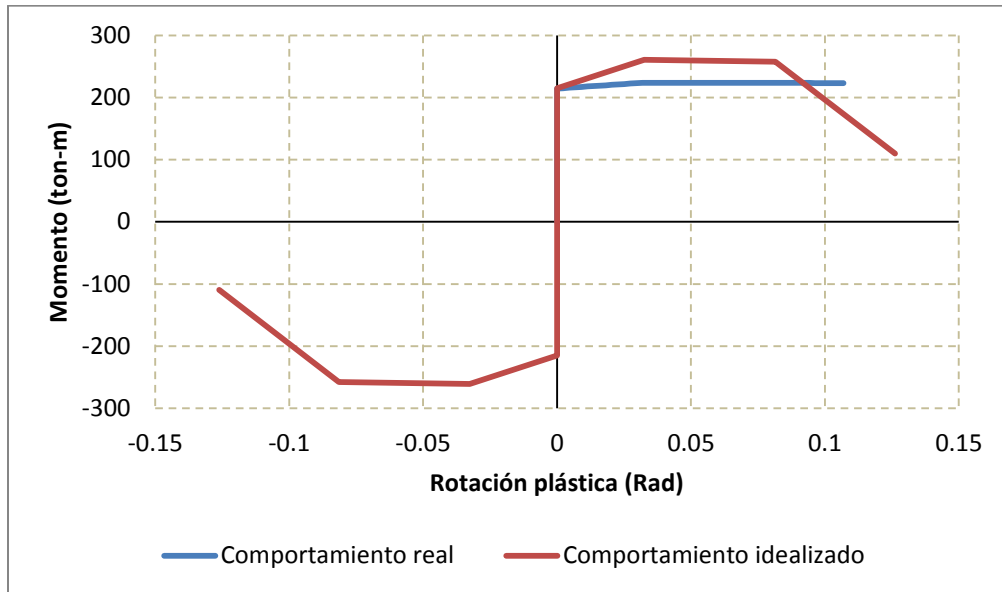


Figura 66 – Comportamiento de la articulación.

Después de algunos intentos y de variar otros parámetros como el desplazamiento, el número de pasos para el análisis, entre otros; se llegó a la gráfica de la figura 66, en la cual se muestra el comportamiento real e idealizado de la articulación plástica, la gráfica se obtiene de la tabla que proporciona el programa en la ventana de resultados de la articulación. De dicha tabla también se obtienen dos parámetros importantes para el ajuste del valor de los puntos C, D y E, los parámetros mencionados son el momento para el cual la articulación ha comenzado a girar (momento plástico) y el anterior en la gráfica, es decir el momento para el cual no ha rotado la articulación. Los valores de estos parámetros antes del ajuste final para este modelo son:

$$M_{yield\ 1} = 214.438\ ton - m$$

$$M_{yield\ 2} = 215.086\ ton - m$$

Realizando un promedio de los dos momentos con el fin de tener una mejor aproximación del momento plástico:

$$M_{yield} = \frac{214.438 + 215.086}{2} = 214.762\ ton - m$$

Ahora los nuevos valores de M/M_{yield} son los que se muestran a continuación:



Tabla 23 – Valores ajustados de los puntos C, D y E del diagrama momento curvatura.

PUNTO	CURVATURA	MOMENTO	GIRO	M/M_{yield}
C	0.0459	260.4641	0.032589	1.213
D	0.1148	257.7407	0.081508	1.2
E	0.1777	109.6231	0.126167	0.51

Vale la pena mencionar que estos resultados son posteriores a otros tanteos, es decir se tiene que realizar este procedimiento hasta que la diferencia entre el promedio y el $M_{yield 1}$ ó $M_{yield 2}$ sea pequeña, por ejemplo de 0.5 o menos. Para este caso la diferencia es 0.324, pero aún se puede ajustar hasta que la diferencia sea despreciable.



CAPÍTULO VII

RESULTADOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO DE LOS PUENTES.

En este capítulo se presentan los resultados de los análisis dinámicos aplicados al puente bajo diferentes condiciones de sitio, es decir diversos tipos de suelo. También se presentan los resultados del análisis estático no lineal (pushover) para el mismo puente. Se debe señalar que los análisis pushover se realizaron únicamente para el puente cimentado en suelo duro (roca) y en suelo blando y estos a su vez se dividieron en dos más, el primer escenario es cuando las columnas tienen el 1% de área de acero, y el segundo escenario es cuando las columnas tienen el 0.5% de área de acero ya que es el porcentaje de acero de refuerzo con que se diseñaron las columnas de la mayoría de los puentes antiguos en México.



7.1 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.

Después de finalizar los análisis dinámicos para el puente descrito en capítulos anteriores, los resultados arrojados por el programa SAP2000 (CSI) son los siguientes:

7.1.1 Puente empotrado en su base.

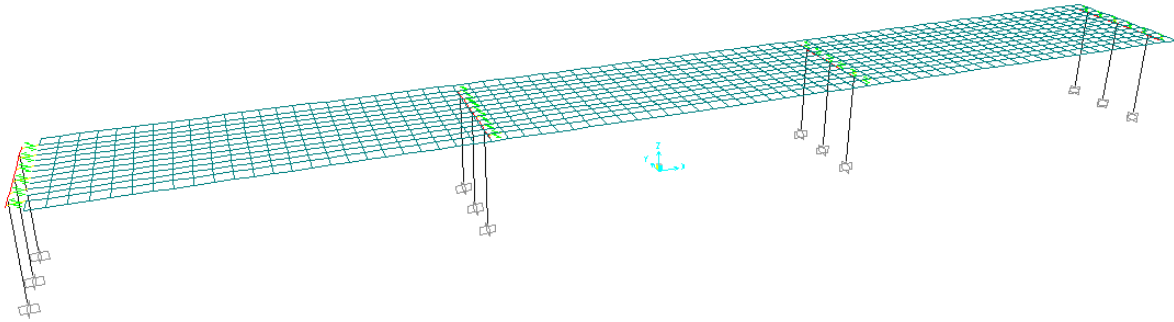


Figura 67 – 1^{er} modo de vibrar del puente (1^{er} modo longitudinal).

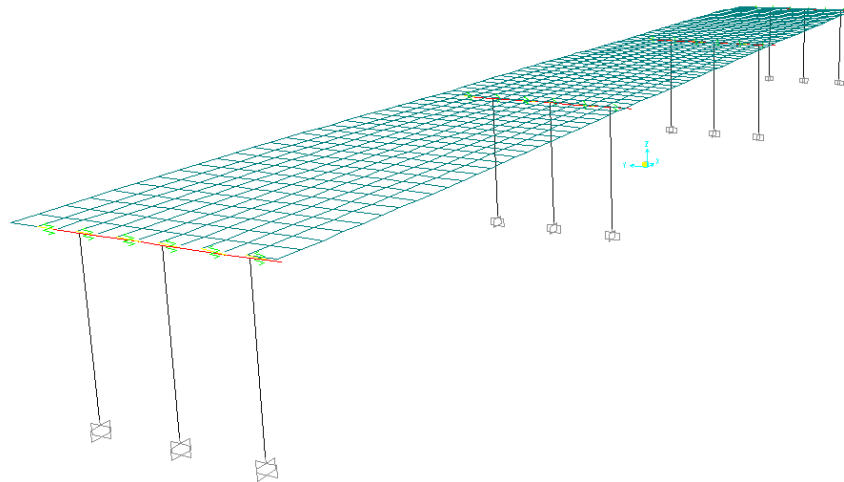


Figura 68 – 2^o modo de vibrar del puente (1^{er} modo transversal).

Los resultados del análisis modal espectral, es decir los periodos de la estructura asociados a los modos de vibrar se muestran en la tabla 24. En la primera columna aparece el modo de vibrar de la estructura, en la segunda columna se observa el periodo (T) en segundos del modo de vibrar, y la tercera columna muestra la dirección del movimiento.



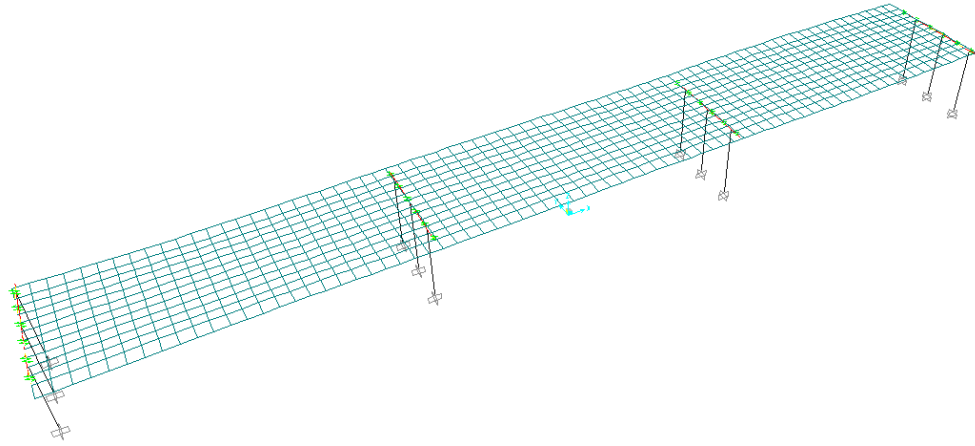


Figura 69 – 3^{er} modo de vibrar del puente (1^{er} modo de torsión).

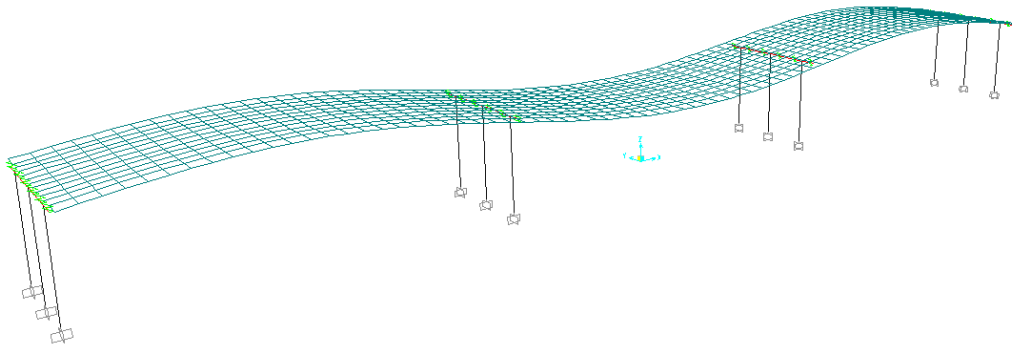


Figura 70 – 4^o modo de vibrar del puente (1^{er} modo de flexión en losa).

Tabla 24 – Resultados del análisis modal espectral para el puente empotrado en su base.

MODO	T (seg)	MOVIMIENTO
1	0.80295	1 ^{er} modo longitudinal
2	0.77031	1 ^{er} modo transversal
3	0.60623	1 ^{er} modo torsión
4	0.33671	1 ^{er} modo flexión en losa

Se muestran únicamente los primeros cuatro modos de vibrar de la estructura, debido a que a partir del cuarto modo aparecen únicamente movimientos de flexión en la losa, es decir no se observan segundos modos en dirección longitudinal, transversal y torsión hasta el número de modos determinados por el programa.



7.1.2 Puente cimentado en suelo duro (roca).

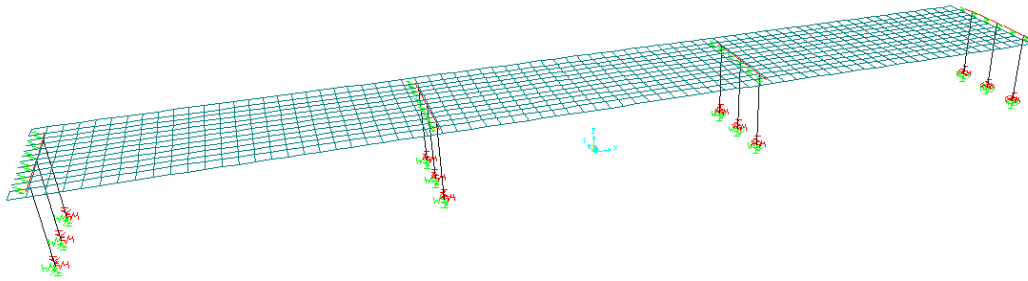


Figura 71 – 1^{er} modo de vibrar del puente (1^{er} modo longitudinal).

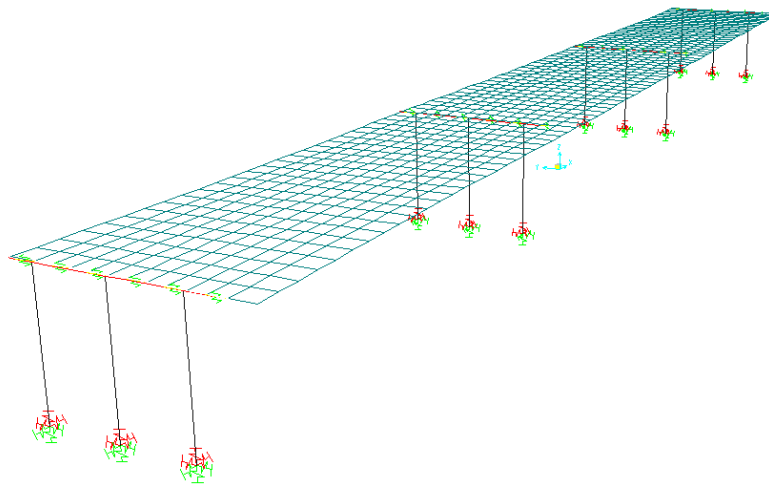


Figura 72 – 2^o modo de vibrar del puente (1^{er} modo transversal).

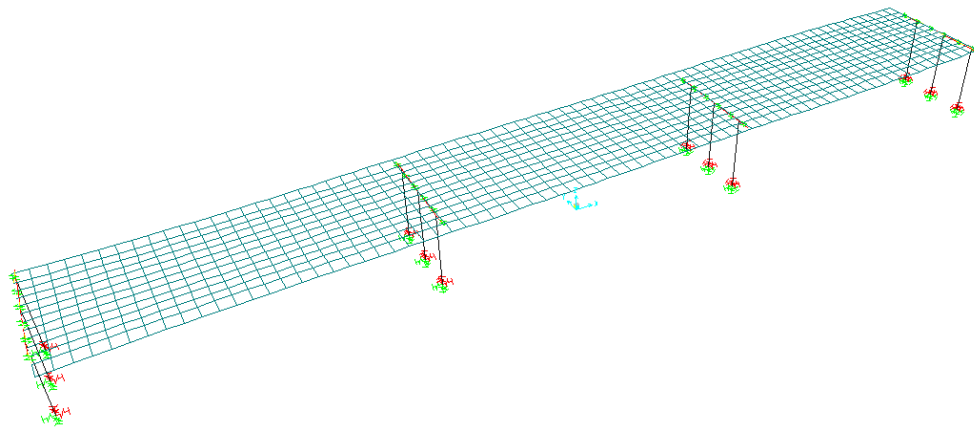


Figura 73 – 3^{er} modo de vibrar del puente (1^{er} modo de torsión).



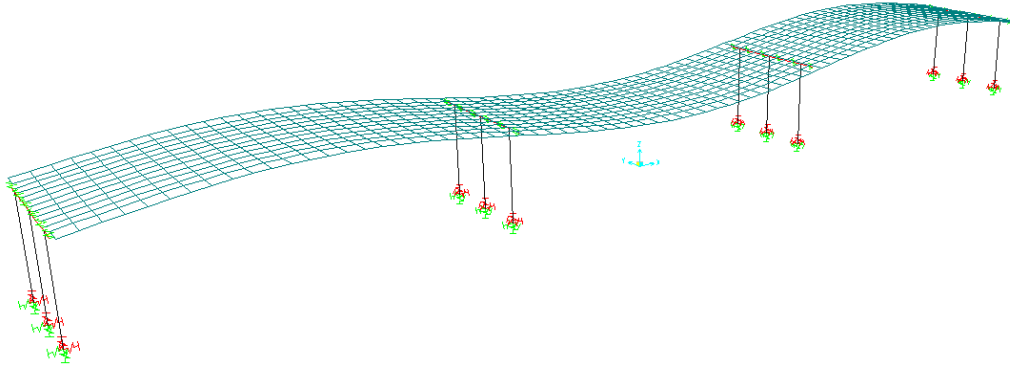


Figura 74 – 4° modo de vibrar del puente (1^{er} modo de flexión en losa).

Tabla 25 – Resultados del análisis modal espectral para el puente cimentado en suelo duro (roca).

MODO	T (seg)	MOVIMIENTO
1	0.80867	1 ^{er} modo longitudinal
2	0.771	1 ^{er} modo transversal
3	0.60679	1 ^{er} modo torsión
4	0.33682	1 ^{er} modo flexión en losa

Los modos de vibrar son semejantes a los mostrados en 6.1.2, al menos en la dirección del movimiento, por lo que no se mostrarán las figuras de los siguientes modos, únicamente los resultados en forma de tabla.

7.1.3 Puente cimentado en suelo firme y denso.

Tabla 26 – Resultados del análisis modal espectral para el puente cimentado en suelo firme.

MODO	T (seg)	MOVIMIENTO
1	0.80963	1 ^{er} modo longitudinal
2	0.77156	1 ^{er} modo transversal
3	0.60723	1 ^{er} modo torsión
4	0.33692	1 ^{er} modo flexión en losa

7.1.4 Puente cimentado en suelo medio.

Tabla 27 – Resultados del análisis modal espectral para el puente cimentado en suelo medio.

MODO	T (seg)	MOVIMIENTO
1	0.8107	1 ^{er} modo longitudinal



2	0.7733	1 ^{er} modo transversal
3	0.60859	1 ^{er} modo torsión
4	0.33723	1 ^{er} modo flexión en losa

7.1.5 Puente cimentado en suelo blando.

Tabla 28 – Resultados del análisis modal espectral para puente cimentado en suelo blando.

MODO	T (seg)	MOVIMIENTO
1	0.8321	1 ^{er} modo longitudinal
2	0.79734	1 ^{er} modo transversal
3	0.62739	1 ^{er} modo torsión
4	0.34258	1 ^{er} modo flexión en losa

7.1.6 Comparación de los resultados del análisis modal.

Tabla 29 – Resultados del análisis modal espectral.

ESTRUCTURA	MODO DE VIBRAR			
	1 T (seg)	2 T (seg)	3 T (seg)	4 T (seg)
Empotrada en su base	0.80295	0.77031	0.60623	0.33671
Cimentada en suelo duro	0.80867	0.771	0.60679	0.33682
Cimentada en suelo firme	0.80963	0.77156	0.60723	0.33692
Cimentada en suelo medio	0.8107	0.7733	0.60859	0.33723
Cimentada en suelo blando	0.8321	0.79734	0.62739	0.34258

En la tabla 29 se muestran los periodos calculados en el programa SAP2000 (CSI) para diferentes condiciones de suelos, se debe recordar que en todos los casos el primer modo se presenta en la dirección longitudinal y el segundo en la dirección transversal.

También es importante mencionar, quizá lo que tiene mayor relevancia, que la diferencia entre los periodos de los modos de vibrar para cada condición de sitio es prácticamente imperceptible; es decir, si se comparan los periodos del primer modo para la estructura empotrada en su base y para la estructura cimentada en roca la diferencia entre estos periodos resulta ser de 0.00572 segundos. Ahora si se compara el periodo de la estructura cimentada en roca con la estructura cimentada en suelo firme la diferencia es aun menor (0.00096 segundos).

Comparando el periodo de la estructura empotrada en su base con la estructura cimentada en suelo blando, se puede notar una diferencia superior a las comparaciones anteriores. Dicha diferencia resulta de 0.02915 segundos, que aun comparando estas dos



condiciones no resulta una diferencia importante. En términos de porcentaje se puede hacer lo siguiente:

$$\%_{incremento} = \frac{0.8321}{0.80295} * 100 = 103.63$$

Es decir que el periodo para una estructura cimentada en suelo blando con las características aquí estudiadas se incrementa 3.63% con respecto al periodo de la estructura con base empotrada.

Tabla 30 – Porcentaje de incremento de los periodos.

ESTRUCTURA	MODO DE VIBRAR			
	1	2	3	4
	%aumento	%aumento	%aumento	%aumento
Empotrada en su base	-	-	-	-
Cimentada en suelo duro	0.7124	0.0896	0.0924	0.0327
Cimentada en suelo firme	0.8319	0.1623	0.1650	0.0624
Cimentada en suelo medio	0.9652	0.3882	0.3893	0.1544
Cimentada en suelo blando	3.6304	3.5090	3.4904	1.7433

En la tabla anterior se muestra el porcentaje de incremento de los periodos de la estructura cimentada sobre diferentes tipos de suelo con respecto a los periodos de la estructura empotrada en su base. Se observa que los incrementos en suelo duro, suelo firme y suelo medio son menores que el 1% y solamente en suelo blando se incrementaran en mas del 3.5% o el cuarto modo en 1.7%.

Las estructuras empotrada y cimentada en suelo blando tienen un comportamiento similar, a pesar de la diferencia en el tipo de suelo de cimentación.

7.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).

Debido a la similitud de la respuesta de la estructura en los análisis dinámicos se ha decidido efectuar el análisis estático no lineal (pushover) a los puentes con base empotrada y cimentado en suelo blando, estos modelos bajo dos condiciones de resistencia: la primera, cuando las columnas tienen 1% de área de acero; y la segunda cuando las columnas tienen 0.5% de área de acero de refuerzo. El objetivo del análisis pushover es determinar el punto de desempeño de la estructura bajo las condiciones antes descritas.



7.2.1 Modelo con base empotrada y $A_s = 1\%$.

En la figura 75 se muestran las curvas de capacidad de la estructura y de demanda para el 5% de amortiguamiento. Las curvas de demanda son generadas a partir de los espectros de diseño (por ejemplo la curva LC que es la curva de demanda generada a partir del espectro de diseño de Cd. Lázaro Cárdenas); las curvas de demanda Cales, Manzanillo y Unión son generadas a partir de los espectros de respuesta de los acelerogramas registrados en las estaciones del mismo nombre en el sismo de 1985.

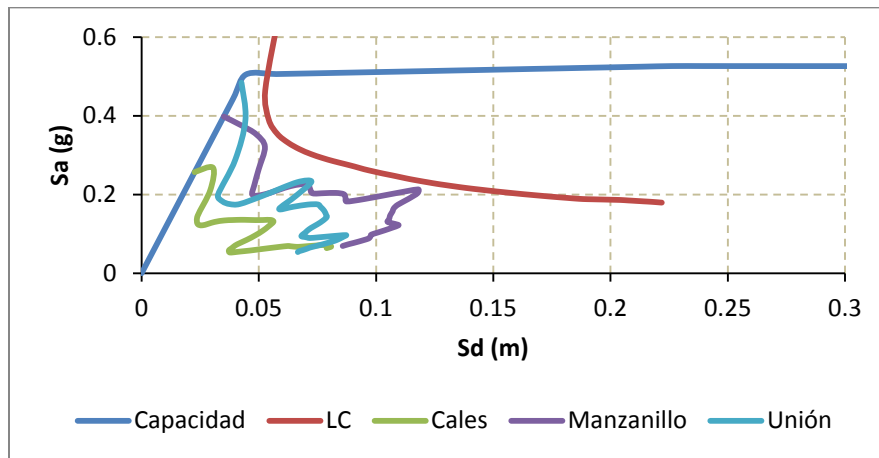


Figura 75 – Curvas de capacidad y demanda (ADRS) en dirección longitudinal.

El punto de desempeño es el punto donde se cruzan las curvas capacidad y demanda. Los puntos de desempeño se muestran en la siguiente tabla, los acelerogramas que se han modificado para un periodo de retorno de 500 años aparecen en la tabla y gráficas como “(500 años)”.

Tabla 31 – Resultados del análisis pushover para el puente con base empotrada y $A_s = 1\%$.

REGISTRO	PUNTO DE DESEMPEÑO (SE1GL)			
	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)
LC	0.506	0.054	0.67	0.018
Cales	0.257	0.023	0.352	0.00921
Cales (500 años)	0.509	0.085	1.046	0.031
Manzanillo	0.398	0.035	0.894	0.024
Manzanillo (500 años)	0.505	0.048	1.021	0.03
Unión	0.484	0.043	0.478	0.013
Unión (500 años)	0.526	0.263	1.204	0.046



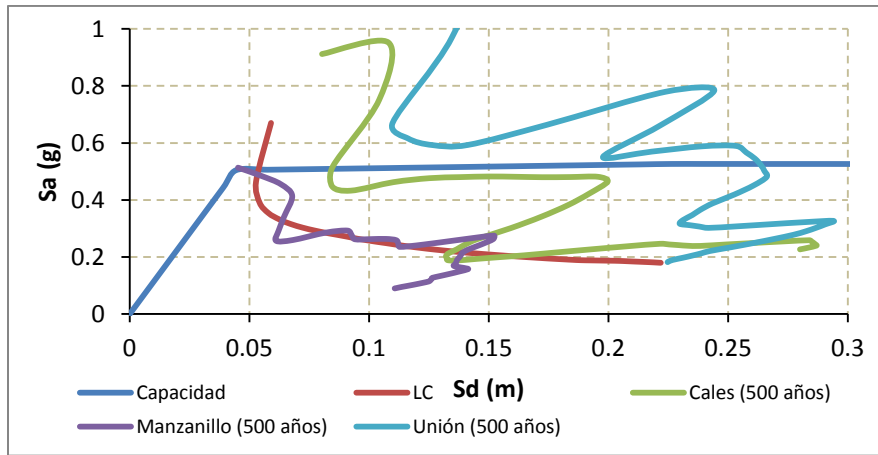


Figura 76 – Curvas de capacidad y demanda (ADRS) en dirección longitudinal.

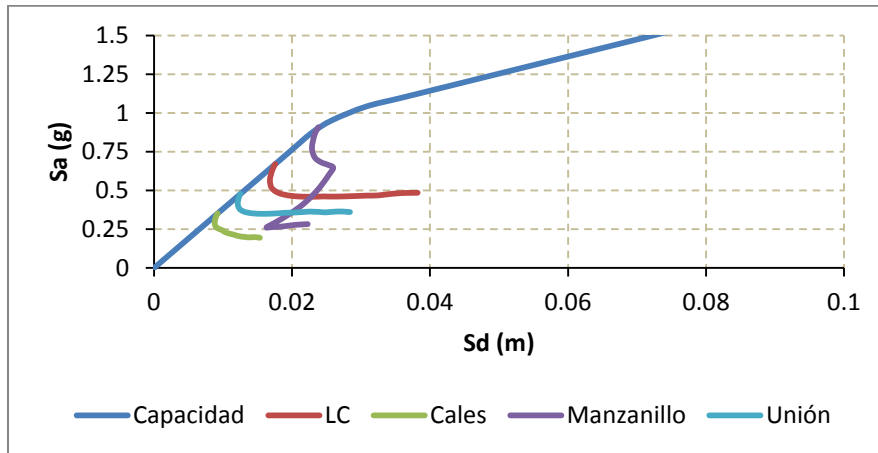


Figura 77 – Curvas de capacidad y demanda (ADRS) en dirección transversal.

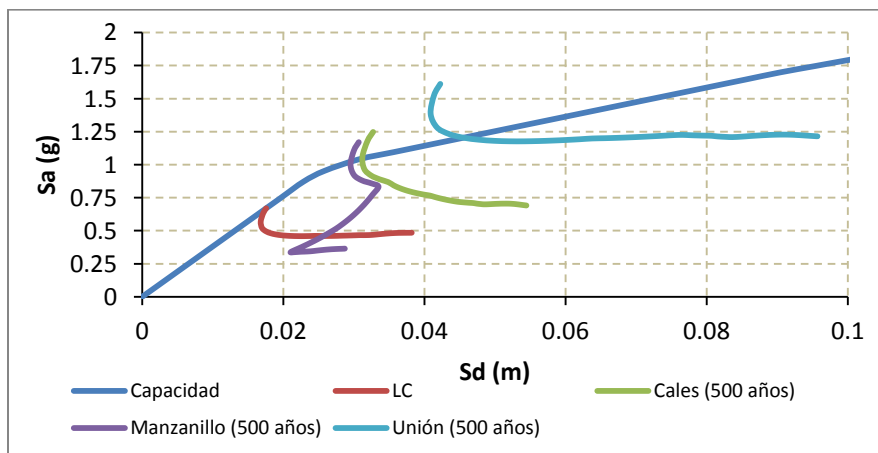


Figura 78 – Curvas de capacidad y demanda (ADRS) en dirección transversal.



En la tabla 31 aparecen los resultados del análisis pushover en dirección longitudinal y transversal. En dicha tabla en la primera columna aparece el nombre del registro de aceleración o bien el espectro de diseño utilizado (LC), en la segunda columna se muestran los resultados en dirección longitudinal, es decir el punto de desempeño para un Sistema Equivalente de 1 Grado de Libertad (SE1GL), posteriormente aparece el punto de desempeño para la dirección transversal al igual que la primera columna esta se divide en dos, donde aparece la pseudoaceleración S_a (g) y el pseudodesplazamiento S_d (m). La curva demanda es la correspondiente a la curva ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectra).

7.2.2 Modelo con base empotrada y $A_s = 0.5\%$.

Tabla 32 – Resultados del análisis pushover para el puente con base empotrada y $A_s = 0.5\%$.

REGISTRO	PUNTO DE DESEMPEÑO (SE1GL)			
	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	S_a (g)	S_d (m)	S_a (g)	S_d (m)
LC	0.264	0.104	0.586	0.024
Cales	0.26	0.039	0.349	0.013
Cales (500 años)	0.167	0.15	0.755	0.044
Manzanillo	0.261	0.055	0.633	0.028
Manzanillo (500 años)	0.265	0.113	0.667	0.033
Unión	0.26	0.045	0.497	0.019
Unión (500 años)	0.277	0.282	1.129	0.095

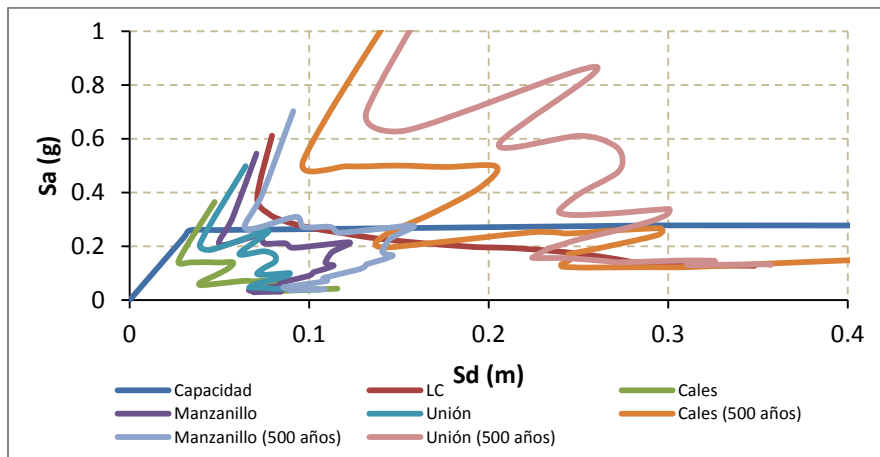


Figura 79 – Curvas de capacidad y demanda (ADRS) en dirección longitudinal.



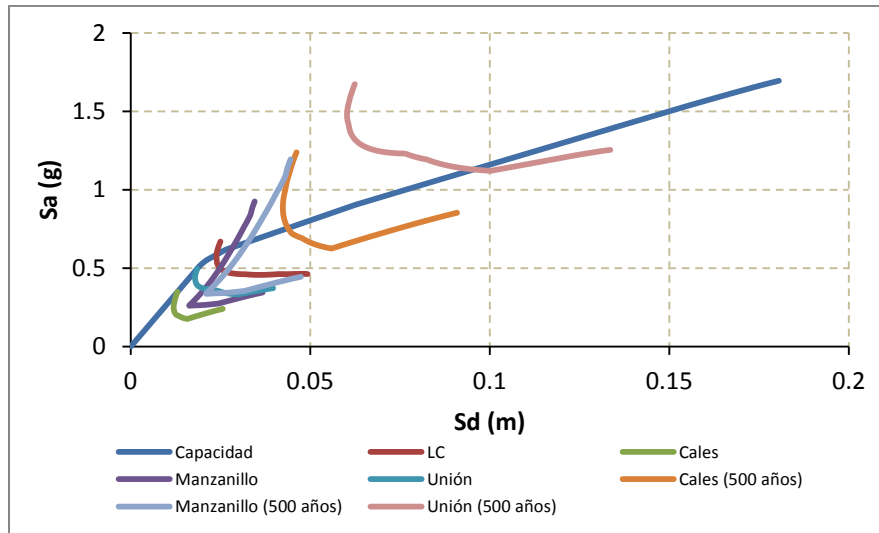


Figura 80 – Curvas de capacidad y demanda (ADRS) en dirección transversal.

7.2.3 Modelo cimentado en suelo blando y $A_s = 1\%$.

Los resultados del punto de desempeño obtenidos para el modelo de puente localizado sobre terreno blando, utilizando las mismas señales sísmicas y espectro de diseño previamente comentados, se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 33 – Resultados del análisis pushover para el puente cimentado en suelo blando y $A_s = 1\%$.

REGISTRO	PUNTO DE DESEMPEÑO (SE1GL)			
	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)
LC	0.501	0.059	0.67	0.025
Cales	0.293	0.029	0.349	0.013
Cales (500 años)	0.506	0.087	0.99	0.043
Manzanillo	0.437	0.043	0.867	0.034
Manzanillo (500 años)	0.502	0.066	0.966	0.04
Unión	0.499	0.049	0.496	0.018
Unión (500 años)	0.524	0.267	1.248	0.073



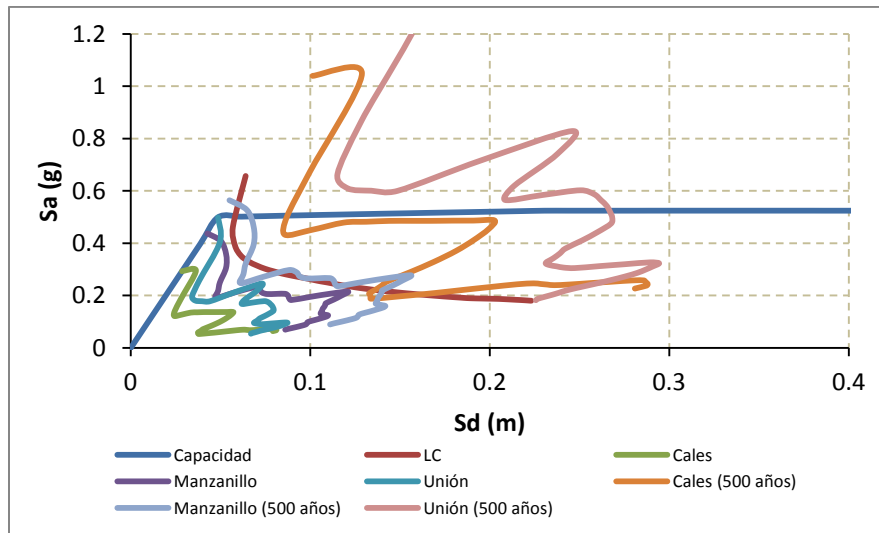


Figura 81 – Curvas capacidad y demanda (ADRS) en dirección longitudinal.

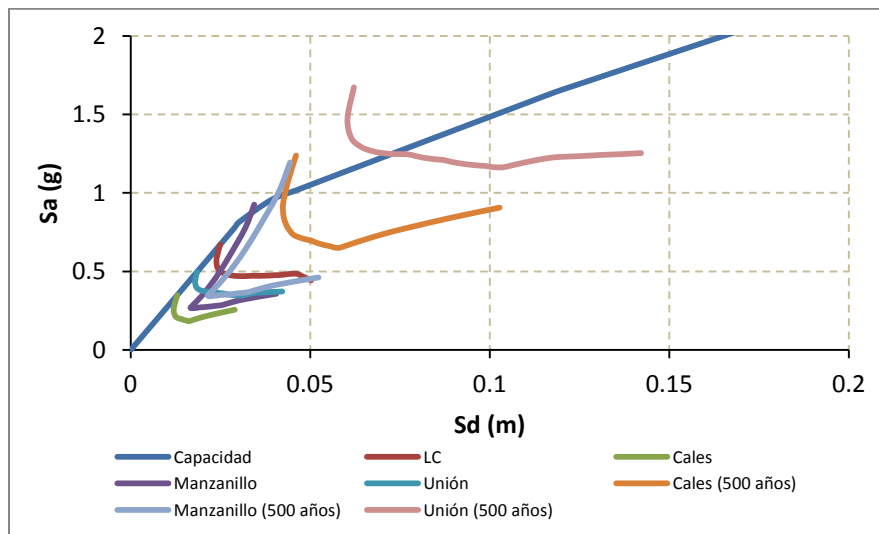


Figura 82 – Curvas capacidad y demanda (ADRS) en dirección transversal.

7.2.4 Modelo cimentado en suelo blando y $A_s = 0.5\%$.

Tabla 34 – Resultados del análisis pushover para el puente cimentado en suelo blando y $A_s = 0.5\%$.

REGISTRO	PUNTO DE DESEMPEÑO (SE1GL)			
	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)
LC	0.263	0.107	0.577	0.031



Cales	0.258	0.04	0.327	0.016
Cales (500 años)	0.267	0.151	0.715	0.051
Manzanillo	0.259	0.056	0.556	0.029
Manzanillo (500 años)	0.264	0.116	0.591	0.032
Unión	0.259	0.047	0.501	0.024
Unión (500 años)	0.276	0.282	1.251	0.14

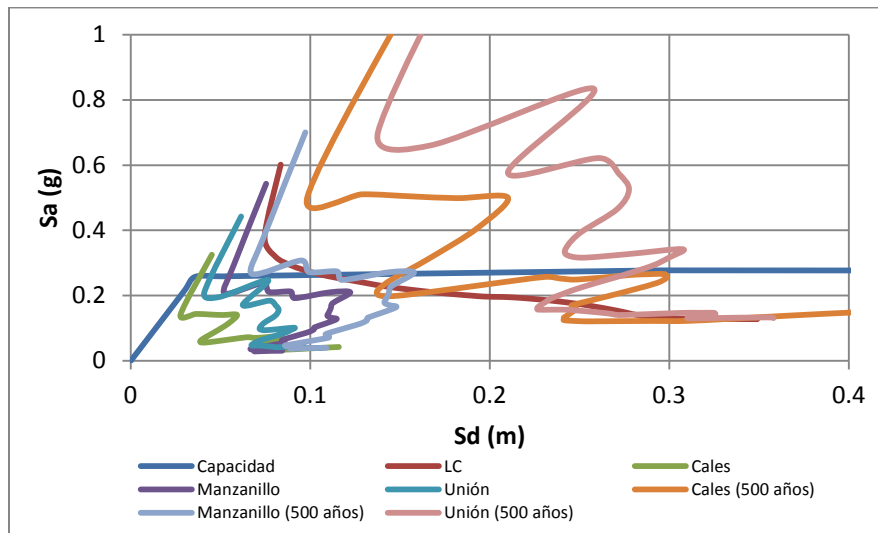


Figura 83 – Curvas capacidad y demanda (ADRS) en dirección longitudinal.

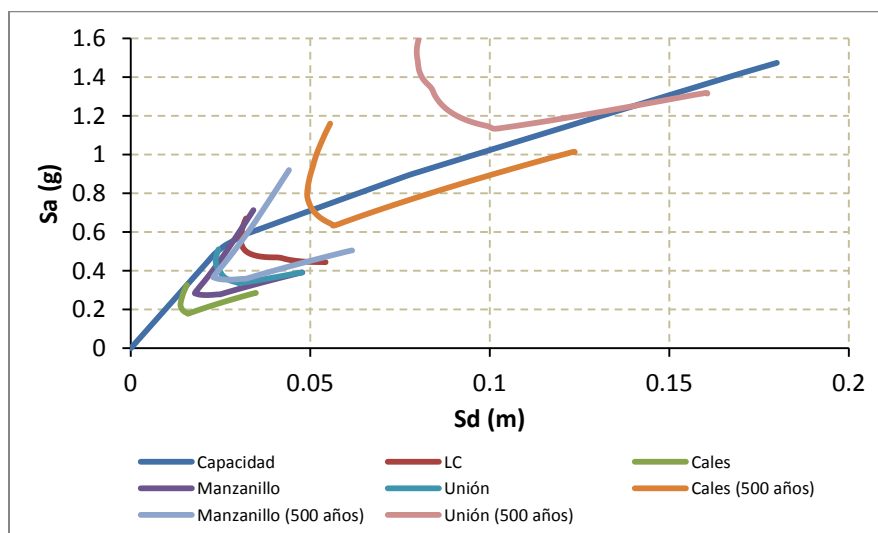


Figura 84 – Curvas capacidad y demanda (ADRS) en dirección transversal.



7.2.5 Discusión de los resultados del análisis estático no lineal (pushover).

De las gráficas de capacidad y demanda se puede observar que el puente tiene determinada capacidad de respuesta a las acciones sísmicas de acuerdo al movimiento ocasionado por estas, es decir en algunos casos el punto de desempeño se encuentra en el intervalo lineal (elástico) de la curva de capacidad y en otras ocasiones se encuentra en el intervalo plástico.

Cuando el punto de desempeño se encuentra en el intervalo lineal se dice que la estructura tiene una buena respuesta ante las cargas laterales impuestas por la curva de demanda, pero cuando el punto de desempeño aparece en el intervalo plástico se dice que la edificación no tiene un buen comportamiento ante la acción de las cargas sísmicas impuestas o que presentará daños al alcanzar este nivel de desplazamientos laterales.

Lo anterior se debe a que en el intervalo elástico los materiales pueden soportar incrementos de carga sin deformaciones importantes, sin embargo en el intervalo plástico los materiales experimentan importantes deformaciones sin importantes incrementos de carga, cuando esto último sucede se dice que la estructura rebasó su capacidad de fluencia.

Por ejemplo, comparando el modelo con base empotrada y área de acero igual a 1% y el modelo cimentado en suelo blando con igual área de acero de refuerzo, se observa lo siguiente:

- El punto de desempeño para la demanda generada con el espectro de diseño de Cd. Lázaro Cárdenas se encuentra en el intervalo plástico para la dirección longitudinal, caso contrario para la dirección transversal, por lo que en dirección transversal tendrá un buen comportamiento en ambos modelos.
- En cuanto a la demanda de los acelerogramas registrados en las estaciones Cales, Manzanillo y Unión para el sismo de Michoacán de 1985, el puente presenta un buen comportamiento sísmico, ya que el punto de desempeño se encuentra en el intervalo elástico en ambas direcciones y modelos. En cambio para la demanda de las mismas estaciones para un periodo de retorno de 500 años el punto de desempeño está en el intervalo plástico, por lo que la estructura presentará daños.

Ahora comparando los modelos con 0.5% de área de acero de refuerzo en las columnas empotradas en la base y cimentado en suelo blando, se tiene:

- Al superponer las curvas de capacidad y demanda para el espectro de diseño se encuentra el punto de desempeño en el intervalo plástico para las direcciones longitudinal y transversal para ambos modelos, por lo que el puente por lo que la estructura presentará daños en las dos direcciones.
- Para el caso de los acelerogramas para el sismo de 1985 y para un periodo de retorno de 500 años en la dirección longitudinal todos los puntos de desempeño resultaron en el intervalo plástico en los dos modelos, por lo que para esta dirección el puente presentará daños. En la dirección longitudinal solamente la demanda producida por los registros de Cales y Unión producen un buen comportamiento en la estructura.



Para conocer la diferencia entre el punto de desempeño de los modelos comparados se puede realizar lo siguiente:

Seudoaceleración en dirección longitudinal para el espectro de Cd. Lázaro Cárdenas, modelo con base empotrada y $A_s = 1\%$: $0.506 g$

Seudoaceleración en dirección longitudinal para el espectro de Cd. Lázaro Cárdenas, modelo cimentado en suelo blando y $A_s = 1\%$: $0.501 g$

$$\% = \left(\frac{0.501}{0.506} - 1 \right) * 100 = -0.988$$

Lo que quiere decir que para el modelo en suelo blando y $A_s = 1\%$ la seudoaceleración disminuye 0.998% con respecto a la seudoaceleración del modelo con base empotrada y $A_s = 1\%$. Los demás resultados se muestran en las siguientes tablas.

Tabla 35 – Porcentaje de cambio entre los parámetros calculado para los modelos con $A_s = 1\%$.

REGISTRO	PUNTO DE DESEMPEÑO (SE1GL)			
	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	% (Sa)	% (Sd)	% (Sa)	% (Sd)
LC	-0.99	9.26	0.00	38.89
Cales	14.01	26.09	-0.85	41.15
Cales (500 años)	-0.59	2.35	-5.35	38.71
Manzanillo	9.80	22.86	-3.02	41.67
Manzanillo (500 años)	-0.59	37.50	-5.39	33.33
Unión	3.10	13.95	3.77	38.46
Unión (500 años)	-0.38	1.52	3.65	58.70

Tabla 36 – Porcentaje de cambio entre los parámetros calculados para los modelos con $A_s = 0.5\%$.

REGISTRO	PUNTO DE DESEMPEÑO (SE1GL)			
	LONGITUDINAL		TRANSVERSAL	
	% (Sa)	% (Sd)	% (Sa)	% (Sd)
LC	-0.38	2.88	-1.54	29.17
Cales	-0.77	2.56	-6.30	23.08
Cales (500 años)	59.88	0.67	-5.30	15.91
Manzanillo	-0.77	1.82	-12.16	3.57
Manzanillo (500 años)	-0.38	2.65	-11.39	-3.03
Unión	-0.38	4.44	0.80	26.32
Unión (500 años)	-0.36	0.00	10.81	47.37



Es notorio que los valores más grandes de las tablas anteriores corresponden a números positivos, es decir a incrementos de la demanda sísmica cuando el puente se localiza sobre terreno blando. Esto es especialmente importante de tomar en cuenta ya que aunque los periodos de vibrar no se modificaron apreciablemente, sí existe una respuesta sísmica bastante diferente entre suelo blando y duro con algunos de los acelerogramas utilizados en los análisis. Es decir, el sólo comparar el efecto del suelo blanco con base en la modificación de los periodos de vibrar puede conducir a una evaluación errónea del efecto que los suelos blandos producen en la seguridad sísmica de un puente.



CAPÍTULO VIII

CONCLUSIONES.

Como resultado de los análisis realizados al puente carretero tipo de tres claros continuos se mencionan las siguientes conclusiones:



Respecto a las propiedades dinámicas del puente obtenidas a partir de los análisis dinámicos:

- a) Los resultados de las características dinámicas para las diferentes condiciones de sitio son muy parecidos, la diferencia entre ellos es prácticamente despreciable, lo que hace pensar que los efectos que se producen por la interacción suelo – estructura en este parámetro, para este tipo de estructuras se puede despreciar. Lo anterior se aplica a este estudio y para generalizar se deberán realizar los análisis dinámicos a otras estructuras con diferentes geometrías, distintos factores de carga a los utilizados y distintos reglamentos vigentes.
- b) Lo expuesto en el inciso *a* se debe principalmente a la gran rigidez de la cimentación, debido a los factores de carga y resistencia que se utilizan para el diseño de las estructuras.

En cuanto al análisis estático no lineal:

- a) Se observa que el puente modelado con área de acero de refuerzo en las columnas de 1% tiene un buen comportamiento esperado en ambas direcciones ante un movimiento como el del sismo de Michoacán de 1985, registrado en las estaciones mencionadas en el capítulo de resultados. Sin embargo, el punto de desempeño para el sismo con periodo de retorno de 500 años se encuentra en el intervalo plástico, lo que indica que es muy probable que se presenten daños al alcanzar los desplazamientos del punto de desempeño.
- b) Por lo que respecta al puente de 0.5% de área de acero en columnas, solamente dos curvas de desempeño dejan al puente al intervalo elástico, todos los demás puntos de desempeño se ubican en el intervalo de comportamiento inelástico, lo que indica que los puentes con las características mencionadas de acero de refuerzo son altamente susceptibles a presentar daños para este nivel de demanda sísmica.
- c) En cuanto a la diferencia en realizar un análisis pushover con base empotrada y tomar en cuenta la ISE, se observa que existe una diferencia prácticamente despreciable en algunos casos; sin embargo en otros esta diferencia es considerable, sobre todo en los desplazamientos en dirección transversal, por lo que para estos análisis es importante el efecto de interacción suelo – estructura.
- d) Los resultados muestran que el puente considerado es altamente vulnerable a las acciones dinámicas producidas por los movimientos sísmicos para un periodo de retorno de 500 años.



REFERENCIAS

- Bowles, J. E. (1997). "Foundation Analysis and Design". Peoria, Illinois, USA. McGraw – Hill.
- Comisión Federal de Electricidad. (2008). "Manual de Diseño de Obra Civiles. Diseño por Sismo". Instituto de Investigaciones Eléctricas. México.
- Das, B. M. (2001). "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica". Sacramento, California. California State University. USA.
- Fitzgerald, R. W. (1996). "Mecánica de Materiales". México, DF. Alfaomega.
- Galván, A. y Jara, J. M. (2008). "Vulnerabilidad Sísmica del Puente Infiernillo II". Tesis de Maestría. División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil. UMSNH.
- González de Vallejo, L., et al. (2002). "Ingeniería Geológica". Madrid, España. PEARSON EDUCATION.
- Herráiz, M. (1997). "Conceptos Básicos de Sismología Para Ingenieros". Madrid, España.
- Jara, J. M. y Jara, M. (2007). "Peligro Sísmico". Morelia, Michoacán. UMSNH.
- Juárez, E. y Rico, A. (2009). "Mecánica de Suelos. Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos". México, DF. Limusa.
- NTC. (2004). "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción De Estructuras De Concreto".
- Paz, M. (1992). "Dinámica Estructural". Louisville, Kentucky, USA. Reverté.
- Servicio Sismológico Nacional. <http://www.ssn.unam.mx/ssn/doc/sismo85/sismo85-7.htm>
- Tongaonkar, N. P. y Jangid, R. S. (2003). "Seismic Response of Isolated Bridges With Soil – Structure Interaction". Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23 287 – 302.
- Washington State Department of Transportation. (2011). "Bridge Design Manual – LRFD".

