



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ACATLÁN**

**“ANÁLISIS DE LA ESTABILIDAD EN PUENTES POR
SOCAVACIÓN”**

TESIS

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
LICENCIATURA EN INGENIERÍA CIVIL**

PRESENTA

URIEL FERNANDEZ ZENTENO

ASESOR

DR. DARÍO RIVERA VARGAS

SANTA CRUZ ACATLÁN, ESTADO DE MÉXICO, FEBRERO 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

ÍNDICE

1. Introducción	1
1.1 Antecedentes	1
1.2 Objetivo y alcance	3
1.3 Contenido	3
2. ASPECTOS QUE INFLUYEN EN LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE PUENTES POR SOCAVACIÓN	4
2.1 Daños observados en puentes por socavación	4
2.1.1 Huracán Stan	4
2.1.2 Huracán Ingrid y tormenta tropical Manuel	7
2.2 Aspectos hidrológicos	8
2.3 Aspectos hidráulicos	9
2.4 Aspectos geotécnicos	11
2.5 Socavación	12
2.5.1 Socavación general	13
2.5.2 Socavación por contracción	13
2.5.3 Socavación local	13
2.6 Aspectos Estructurales	13
2.7 Parámetros a considerar en el análisis de puentes	15
2.7.1 Parámetros hidrológicos	15
2.7.2 Parámetros hidráulicos	16
2.7.3 Parámetros geotécnicos	16
2.7.4 Parámetros socavación	17

3. CRITERIOS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL POR SOCAVACIÓN 23

3.1 Estabilidad estructural	23
3.2 Criterios para revisar la estabilidad estructural	25
3.3 Interacción Suelo-Estructura en puentes	25
3.3.1 Comportamiento inercial	29
3.3.2 Métodos para calcular la rigidez equivalente	32
3.3.3 Factores de empotramiento	46
3.4 Procedimiento de evaluación de inestabilidad por socavación	49
3.4.1 Granulometría	49
3.4.2 Diámetro de la partícula	50
3.4.3 Módulo de rigidez al cortante	50
3.4.4 Empuje hidrodinámico y acción del viento	51
3.4.5 Cálculo de las rigideces equivalentes del suelo y sus factores de empotramiento por distintos métodos	52

4. ANÁLISIS DE LOS CRITERIOS PARA MODELAR RIGIDECES EQUIVALENTES DEL SUELO Y FACTORES DE EMPOTRAMIENTO 59

4.1 Tipología de puente considerado (Puente Jaltepec)	60
4.2 Modelado del puente Jaltepec	65
4.3 Parámetros Hidrológico, hidráulico y de socavación	68
4.4 Rigideces equivalentes del suelo bajo diferentes criterios	69
4.5 Cálculo de empuje hidrodinámico	78
4.6 Análisis de resultados	82
4.6.1 ¿Cuáles son las similitudes y diferencias entre los métodos para encontrar la rigidez?	83

4.6.2	¿Cómo se comportó el puente Jaltepec al ser analizado mediante los tres métodos de rigideces equivalentes del suelo?	83
4.6.3	¿Cuál es el método más apropiado para analizar las rigideces equivalentes del suelo en puentes con cimentaciones superficiales?	86
4.7	Zonas de estabilidad estructural en puentes con cimentación superficial ...	87
4.8	Distorsión en pilas de puentes con cimentaciones superficiales	89
	Conclusiones	91
	Referencias	93

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos tales como valles, lagos o ríos, en tanto, los puentes se consideran como parte fundamental para el desarrollo de un país, ya que nos ayudan a establecer relaciones de comunicación y transporte. Por otro lado, los puentes ubicados sobre ríos se ven afectados por distintos factores, los cuales se hacen presentes ante los fenómenos meteorológicos, manifestando daños que van desde el deterioro hasta el colapso. Melville y Coleman (2000) señalan que la mayoría de los daños en puentes que atraviesan ríos son ocasionados durante la temporada de lluvias o inundaciones. Desde otra perspectiva, Smith (1976) e Imof (2004) señalan que la principal causa de falla en puentes a nivel mundial se le imputa al tránsito de avenidas la que a su vez provoca el colapso por socavación.

El fenómeno de socavación se presenta en todo puente que obstruye la corriente del río, manifestándose principalmente en pilas y estribos. La socavación genera la pérdida de empotramiento y deja descubierta la cimentación poniendo en riesgo la estabilidad estructural de los puentes. Es importante mencionar que la estabilidad estructural de un puente depende de su vulnerabilidad ante el paso de avenidas.

Para determinar la capacidad que tiene un puente de mantenerse estable se requiere tomar en cuenta algunos parámetros: hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos, estructurales y de socavación, mismos que llevarán a realizar una evaluación pertinente de la vulnerabilidad estructural en puentes.

La parte medular de este documento se centra principalmente en el estudio de los parámetros estructurales, tomando como base la interacción suelo-estructura que vincula tres sistemas: la estructura, la cimentación, el suelo subyacente y el que rodea la cimentación, lo cual permite determinar las rigideces equivalentes del suelo.

Debido a que la interacción suelo-estructura se ve afectada principalmente por el fenómeno de socavación, se puede considerar a éste como el principal factor en la pérdida de empotramiento en la cimentación de un puente.

La carencia de información en los reglamentos de construcción referentes al tema de socavación, hace que en la práctica de campo, los proyectos de puentes desplantados en causas carezcan de criterios básicos de estabilidad. Así mismo, es común que no se consideren los efectos de la interacción suelo-estructura, aspecto que es determinante en el comportamiento de puentes, prácticamente de aquellos susceptibles a la socavación. Merece la pena mencionar que éste no fue un tema que se abordara con profundidad durante la formación académica, siendo esto un factor asociado a grandes problemas para la construcción y análisis de estructuras como es el caso de los puentes, ya que existe una mala comprensión de los principios fundamentales de interacción suelo-estructura.

Cabe destacar que en ninguna fuente de información consultada consideran la variación y los problemas que tienen los puentes debido a la socavación. Ahora bien, el análisis que se realiza en esta tesis está dedicado a estudiar y profundizar sobre la relación que existe entre la interacción suelo-estructura con la socavación.

Para este estudio se tomó como referencia el puente Jaltepec, debido a que es un puente que se encuentra en funcionamiento actualmente, y el cual tiene una cimentación superficial que está siendo afectada por la socavación y este es un factor determinante para el estudio de la interacción suelo-estructura.

1.2 Objetivo y alcance

Valorar la estabilidad estructural de un puente con cimentación superficial (puente Jaltepec), por medio de la comparación de tres métodos de rigidez equivalentes del suelo y el factor de empotramiento, para obtener una respuesta representativa ante el fenómeno de socavación; tomando en cuenta los parámetros hidrológicos, hidráulicos, geotécnicos y estructurales, analizando también el factor de distorsión en las pilas del puente ante el empuje hidrodinámico.

1.3 Contenido

El presente trabajo está constituido por cuatro capítulos, cuyos contenidos se describen a continuación.

En este primer capítulo se planteó la problemática de los puentes por el fenómeno de socavación, así como el objetivo y alcance de la investigación.

En el capítulo dos, se describen los conceptos de los parámetros que influyen en la vulnerabilidad estructural de los puentes por socavación.

En el capítulo tres, se aborda el concepto de estabilidad estructural y se describen los métodos elegidos para evaluar la rigidez equivalente del suelo y sus factores de empotramiento.

En el capítulo cuatro, se analizará el tipo de estructura que representa el puente Jaltepec, se hará un modelado del mismo en SAP2000 para comparar tres métodos de rigidez equivalente del suelo y su factor de empotramiento; se calculará el empuje hidrodinámico para obtener una respuesta representativa de la estructura y se analizarán los resultados.

CAPÍTULO 2

FACTORES QUE INFLUYEN EN LA VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL DE Puentes POR SOCAVACIÓN

La vulnerabilidad de una estructura se refiere al grado de susceptibilidad ante un tipo de carga, por lo que definir la vulnerabilidad de un puente por socavación implica conocer su capacidad de mantenerse estable, dado el tipo de suelo sobre el que está cimentado, las características hidráulicas del río y el tipo de subestructura del puente. Por consiguiente, es menester conocer las causas que han dado lugar a los daños en puentes, así como los principales parámetros que influyen en su vulnerabilidad (Rivera y Nuñez, 2016).

Este apartado comienza describiendo el comportamiento que han presentado algunos puentes en nuestro país, los cuales han manifestado daños frente el fenómeno de socavación especialmente en época de lluvias.

2.1 Daños observados en puentes por socavación

Los frecuentes fenómenos meteorológicos que afectan a nuestro país y al mundo han hecho que los puentes ubicados en ríos sufran grandes daños debido al paso de avenidas extraordinarias, ocasionando la inestabilidad de la estructura hasta llevarla a un tipo de falla.

A continuación, se mencionarán algunos de los eventos naturales que han ocasionado daños y colapsos en puentes en los últimos años en nuestro país.

2.1.1 Huracán Stan

En octubre del 2005 con el paso del huracán Stan (figura 2.1) se generaron avenidas destructivas debido a las intensas lluvias, lo que ocasionó que algunos puentes colapsaran. Según Frías (2014) el huracán Stan provocó el colapso de 9 puentes,

mientras que 31 puentes más fueron dañados. De los puentes colapsados hablaremos de los puentes Coatan y Tepuzapa.

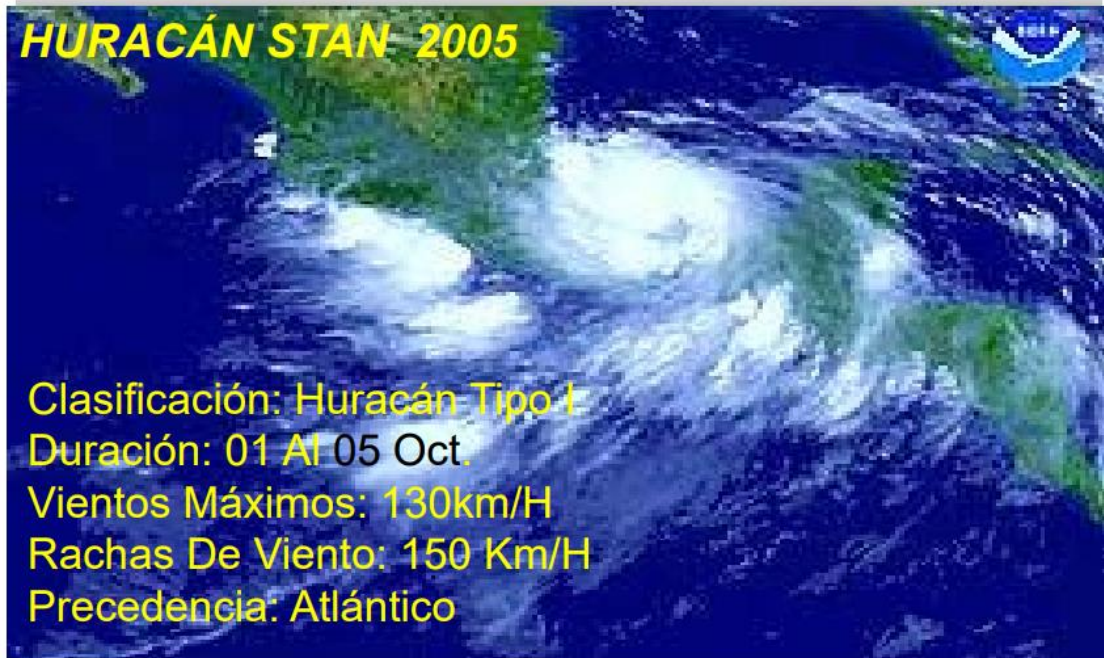


Figura 2.1 Huracán Stan (Frías 2014)

En la ciudad de Tapachula el puente Coatan ubicado sobre el río del mismo nombre que la estructura, el puente está constituido en la superestructura por travesaños presforzados, mientras que en su subestructura está formado por estribos de concreto reforzado y en algunas partes estaba combinado con contrafuertes de mampostería. Este puente colapsó al perder sus costados, quedando únicamente algunos restos tal y como se muestra en la figura 2.2. El poder que originó el empuje hidrodinámico del río ocasionó que los costados del río se erosionaran, arrancando el puente por completo.



Figura 2.2 Colapso de Puente Coatan (Rivera et al., 2006)

El puente Tepuzapa está constituido por dos puentes, los cuales sirven como vías de comunicación, prestan servicio en uno y otro sentido. Durante el paso del huracán Stan uno de los puentes sufrió una falla, en donde uno de los apoyos sufrió un asentamiento que se le atribuye a la pérdida de capacidad de carga del terreno bajo condiciones de transmisión de esfuerzos de la cimentación hacia el suelo, debido a que se alteraron las propiedades mecánicas del suelo ante el paso de la avenida; o bien, por cambios de último momento en el procedimiento constructivo no se prestó la debida atención en la solución del esquema de cimentación de este apoyo en particular (Rivera et al., 2006). La falla mencionada anteriormente provocó grandes daños a la superestructura, de modo que la cubierta quedó en un estado irreparable (figura 2.3).



Figura 2.3 Daño en la superestructura del puente Tepuzapa por asentamiento de uno de sus apoyos (Rivera et al., 2006)

2.1.2 Huracán Ingrid y tormenta tropical Manuel

El 14 septiembre del 2013 se presentaron dos fenómenos meteorológicos (figura 2.4) de gran importancia que impactaron la República Mexicana, uno de ellos es la tormenta tropical Manuel, al sur de Lázaro Cárdenas, Michoacán y al suroeste de Zihuatanejo, Guerrero, con vientos máximos sostenidos de 110 km/h y rachas de 140 km/h. Asimismo, se registró el huracán Ingrid en las costas de Veracruz con vientos máximos sostenidos de 140 km/h y rachas de 170 km/h.



Figura 2.4 Huracán Ingrid y tormenta tropical Manuel

Según Frías (2013) como consecuencia de los dos eventos mencionados dio como resultado que 31 puentes se dañaran, de los cuales 2 sufrieron daños no estructurales, 19 corte de los accesos y 10 colapsaran total o parcialmente por socavación en sus apoyos.

Entre los puentes dañados encontramos al puente de Coyuca de Benítez ubicado en el municipio del mismo nombre que la estructura en el estado de Guerrero. Como se observa en la figura 2.5 ante la presencia de avenidas extraordinarias provocaron la socavación en el apoyo del centro, originado el colapso de la superestructura del puente.



Figura 2.5 Colapso de la estructura del puente Coyuca Benítez (www.eluniversal.com.mx)

A continuación, se hablará de algunos puentes que han sufrido daños por la socavación. Para después analizar los aspectos que influyen en la vulnerabilidad de una estructura

2.2 Aspectos hidrológicos

El resultado que se busca de un buen estudio hidrológico es el gasto de diseño para cierta cuenca, tomando en cuenta su proceso hidrológico (figura 2.6) ya que de éste depende el análisis de socavación y la geometría del puente.

Dentro de un análisis hidrológico hay varios factores que intervienen, pero los más importantes es la precipitación y el escurrimiento. La precipitación se define como la cantidad de agua que cae desde la atmósfera hasta llegar a la superficie terrestre, este factor depende la variación temporal y la variación espacial. Por otra parte, el escurrimiento se define como el agua que circula bajo o sobre la superficie terrestre, y que llega a una corriente de agua para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (Ramon, 2015), este factor depende de la geología, topografía, cobertura vegetal, pendiente de la cuenca, actividad humana y el tipo de escurrimiento.

Ya que la precipitación es una acción que sucede en diferentes puntos de una cuenca con múltiples intensidades, por lo tanto, el escurrimiento es la respuesta a la precipitación.

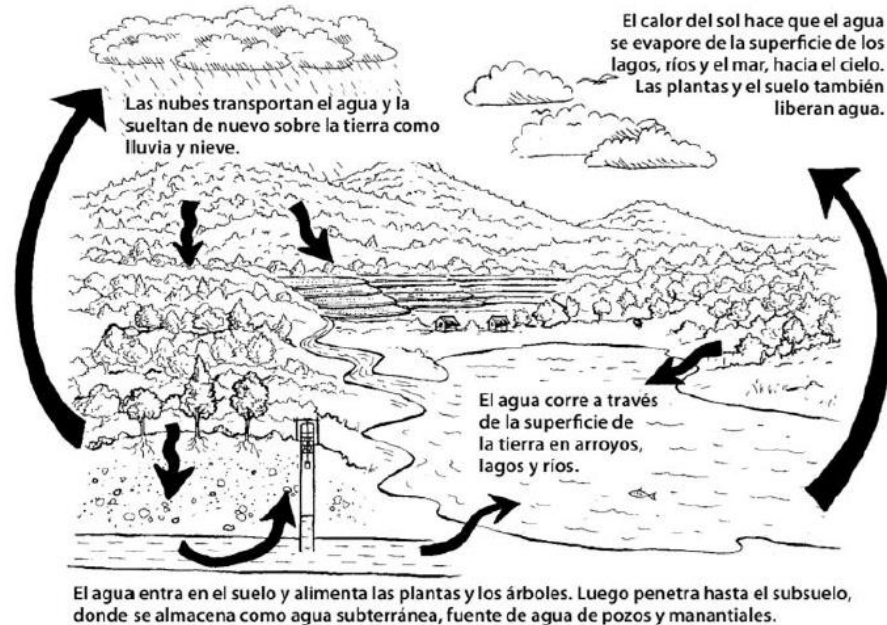


Figura 2.6 Proceso del ciclo hidrológico

2.3 Aspectos hidráulicos

Los aspectos hidráulicos a considerar dentro del estudio de la vulnerabilidad de puentes por socavación son: el área hidráulica, el tiempo de concentración, empuje hidrodinámico y la velocidad del cauce. El factor de la velocidad está dado por las características del río: pendiente rugosidad y tirante. En trabajos experimentales realizados por Juárez y Rodríguez (2002) señalan que la socavación es mayor a medida que el tirante aumenta. Esto se debe a que a mayor tirante las turbulencias se amplifican, tal como se muestra en la figura 2.7.

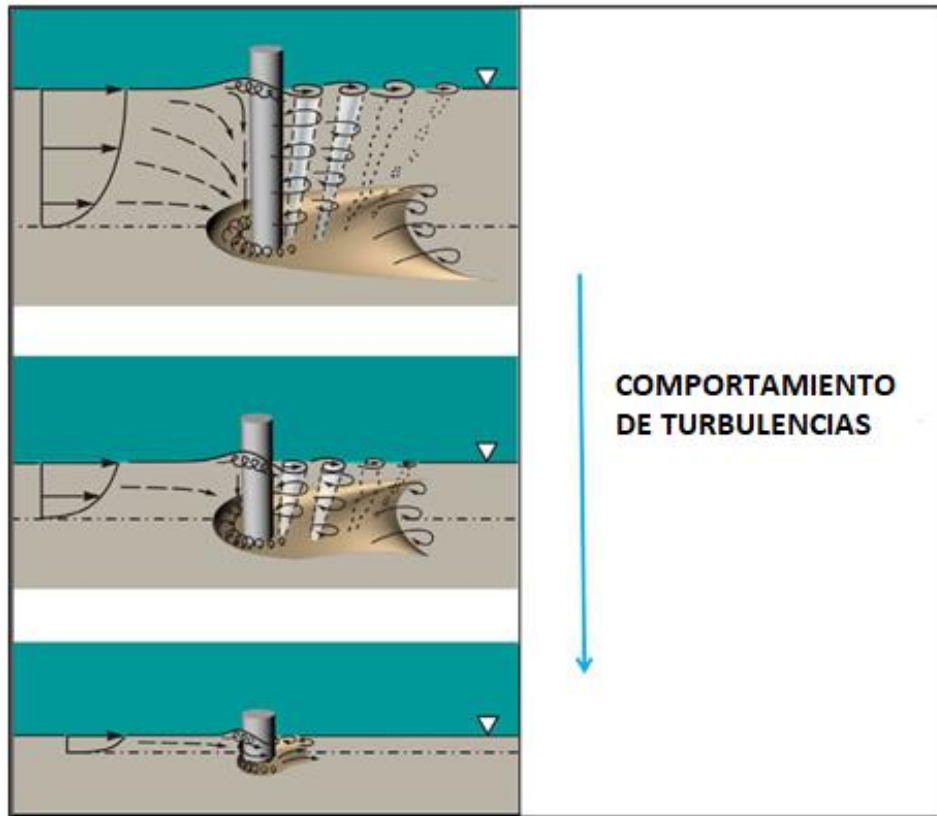


Figura 2.7 Comportamiento de las turbulencias en relación al tirante del cauce (NCHRP 2011a)

El aumento de la velocidad impacta directamente en la morfología de un río. Esta aumenta o disminuye de dos formas, de manera natural o por intervención del hombre. Uno de los fenómenos que ocurren de manera natural es el aumento de la velocidad provoca la degradación del río y como consecuencia se reduce el valor medio de la corriente y por ende la capacidad de arrastre. Por otra parte, el cambio de velocidad por la interacción del hombre es cuando colocamos una pila de un puente dentro del río (figura 2.8), ocasionando que se modifiquen las condiciones hidrodinámicas de éste, lo que genera un flujo turbulento el cual provoca socavación alrededor de la pila y como resultado se pone en riesgo la seguridad estructural del puente (Rivera y Nuñez, 2016).

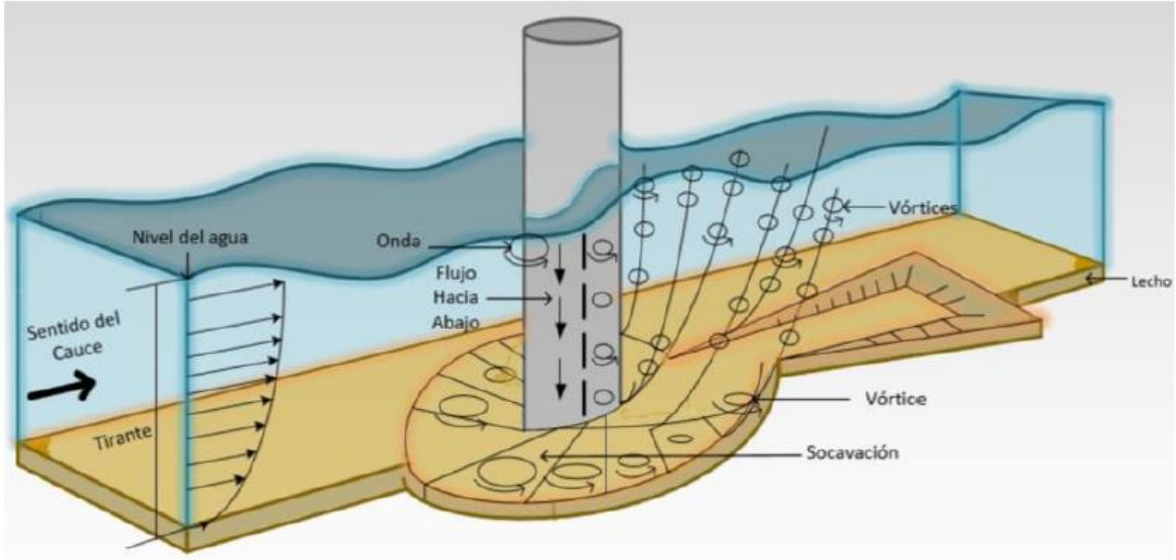


Figura 2.8 Socavación en pilas generada por la obstrucción del río (Rivera y Nuñez, 2016)

2.4 Aspectos geotécnicos

La geotecnia contribuye a conocer las propiedades mecánicas del suelo en los diferentes apoyos del puente. El análisis granulométrico en los cauces se realiza con dos objetivos: determinación de la rugosidad del cauce asociada a la gradación de los sedimentos presentes en el lecho y la distribución granulométrica del material transportado. Esto último se hace para establecer y calibrar modelos de transporte de sedimentos que mejor se ajustan a las condiciones medidas en campo durante pruebas de aforo (Ramón, 2015)

Los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En los granulares, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales, discurren sobre materiales transportados por el propio río, tienen por ello lechos granulares. Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos; no por eso su contorno es fijo o inamovible pero las modificaciones del cauce serán muy lentas ya que se presenta mayor resistencia a la erosión. Tras una erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede restablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular, en esto se diferencia de los lechos granulares (Martin, 2003).

2.5 Socavación

Después de haber obtenido los resultados del análisis Hidrológico, Hidráulico y Geotécnico con la información correspondiente se procede a realizar el análisis de socavación.

La socavación se refiere al descenso del lecho del río a causa de la erosión provocada por el agua, la cual tiende a exponer la cimentación de un puente y aumenta la vulnerabilidad del mismo. Desde otro punto de vista la socavación es afectada por el equilibrio entre el material arrastrado por la corriente y el depósito. Cuando la velocidad del cauce supera el equilibrio entre estas dos condiciones se produce la erosión del fondo del cauce (Guerrero, 2016).

Según Melville y Coleman (2000) existen distintos tipos de socavación que ocurren en un cauce, los cuales son: general, por contracción y local, los cuales pueden ocurrir simultáneamente. La figura 2.9 muestra la presencia de la socavación en puentes.

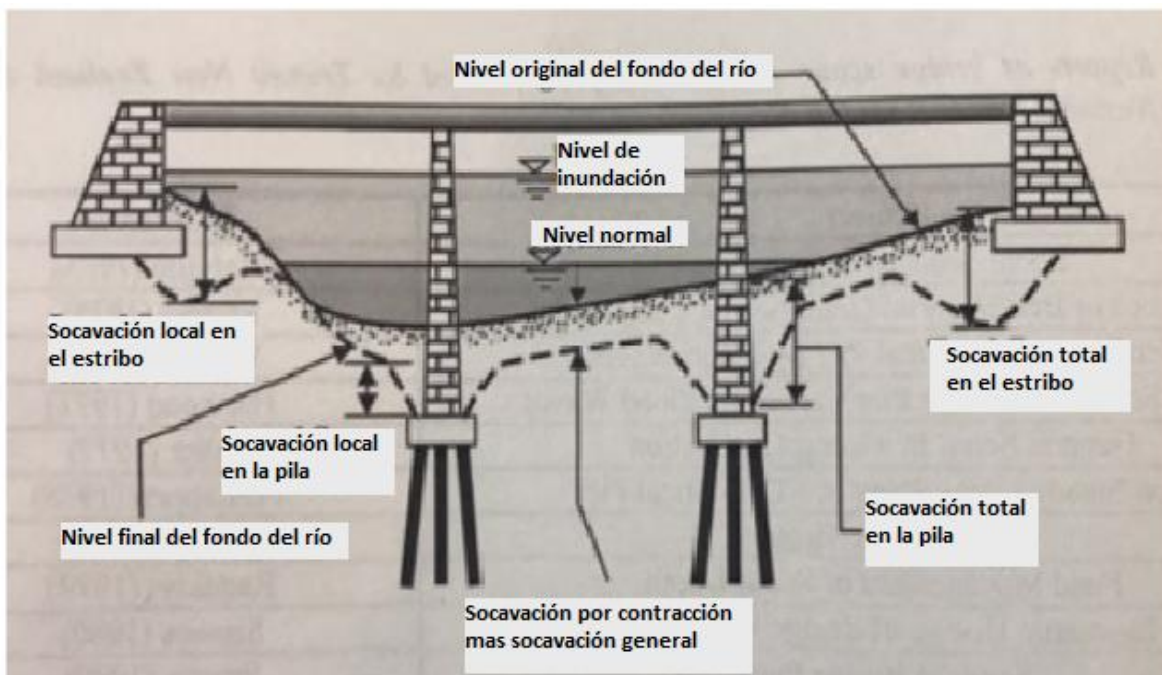


Figura 2.9 Tipos de socavación en puentes

2.5.1 Socavación general

Ocurre de manera natural, independiente de la existencia del puente en el cauce y puede ocurrir a corto o largo plazo. La socavación a corto plazo ocurre durante el paso de avenidas individuales o la sucesión de avenidas en un periodo corto. La socavación a largo plazo es la degradación progresiva del fondo y de los bancos del río en intervalos de varios años. La socavación general a largo plazo puede no ser relevante durante el periodo de diseño del puente si su desarrollo es relativamente lento. Esta puede ser motivada por cambios naturales en la cuenca o por las actividades humanas (Melville y Coleman, 2000).

2.5.2 Socavación por contracción

Este tipo de socavación es provocada por un incremento en la velocidad del flujo por la interrupción de éste mismo, debido a que se reduce el área hidráulica porque los apoyos del puente provocan una contracción o reducción de área por donde pasa el flujo, ocasionando que este se acelere en el área reducida.

2.5.3 Socavación local

Se produce por la interrupción del río al colocar pilas o terraplenes, y se caracteriza por la formación de oquedades alrededor de las estructuras de apoyo. Este tipo de socavación depende del tiempo y se divide en dos: socavación de agua clara y socavación de lecho vivo (Melville y Coleman, 2000).

2.6 Aspectos Estructurales

Uno de los retos en la ingeniería estructural radica en revisar la estabilidad de los puentes ante el efecto de socavación en su cimentación. En la figura 2.10 se muestra algunos aspectos a considerar en este sentido.

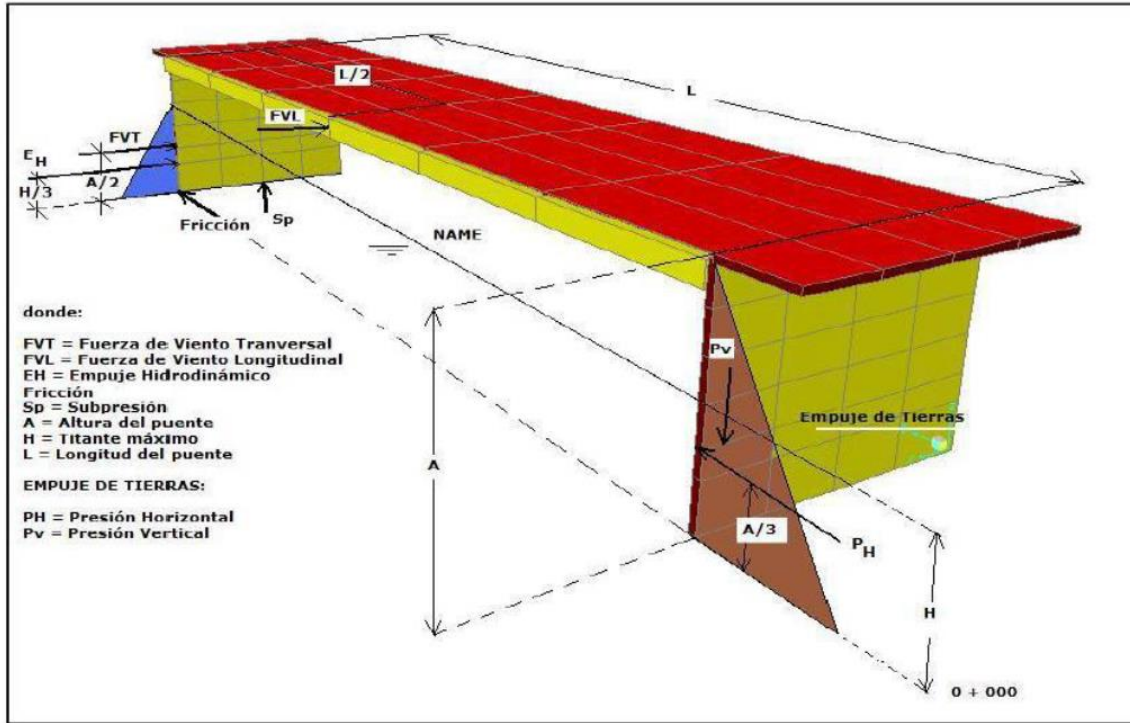


Figura 2.10 Aspectos básicos que inciden en la estabilidad estructural de un puente

(Rivera y Nuñez, 2016)

De acuerdo a Sánchez (1997), en el análisis estructural de un puente ante los efectos de socavación se deben considerar tres estados de carga que se describen a continuación. (1) Puente en condiciones normales durante la época de estiaje: las fuerzas a considerar son el peso propio, fuerza de viento, empuje de tierras en estribos y subpresión. (2) Presencia de la avenida máxima en el cauce: provoca su degradación y por consiguiente arrastre del material, la fuerza adicional a las de inicio es el empuje hidrodinámico del agua el cual depende del ancho de la sección de la pila. (3) Estado de colapso: cuando la avenida demanda la mayor sollicitación del cauce, la pila o estribo tiende a perder su estabilidad por el arrastre de material del fondo, por lo que a las fuerzas acumuladas en el estado anterior se agrega a la generación de esfuerzos por los asentamientos que sufre la estructura.

2.7 Parámetros a considerar en el análisis de puentes

En los temas anteriores se dio a conocer los diferentes parámetros que afectan la estabilidad estructural de puentes ubicados en ríos, los cuales se aplicaran en la modelación de interacción suelo-estructura de nuestra investigación.

A continuación, se describen los principales parámetros que se deben calcular por campo de conocimiento (hidrología, hidráulica, geotécnica y estructuras), así como los criterios disponibles para realizar dicho análisis, a fin de contar con los datos necesarios para contribuir a un buen análisis de socavación en puentes.

2.7.1 Parámetros hidrológicos

Lo que se busca del análisis hidrológico es calcular el gasto total máximo del cause Q_T (m^3/s) en el punto donde se encuentra ubicado el puente que se desea analizar, cuya expresión es la siguiente:

$$Q_T = \frac{Q_p}{1-C_s} \quad (2.1)$$

donde, C_s es una constante de concentración de sedimentos y Q_p el gasto líquido que se calcula mediante el método racional:

$$Q_p = 0.278CiA \quad (2.2)$$

siendo,

- C coeficiente de escurrimiento
- i intensidad de lluvia de diseño, para una concentración igual al tiempo de concentración de la cuenca (mm/h)
- A área de la cuenca

2.7.2 Parámetros hidráulicos

Retomando el gasto total máximo de diseño, se sabe que éste representa el producto del área hidráulica $A_h(m^2)$ y la velocidad de la corriente $V_r (m/s)$, por lo que al despejar el área hidráulica se obtiene:

$$A_h = \frac{Q_T}{V_r} \quad (2.3)$$

V_r , se puede obtener con la siguiente ecuación:

$$V_r = \frac{L}{3600 t_c} \quad (2.4)$$

donde,

L Longitud del cauce principal (m).

h tiempo de concentración en horas

por otro lado, el tiempo de concentración se calcula mediante la fórmula de Kirpich.

$$t_c = \left(\frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0.77} \quad (2.5)$$

Una vez conocida la velocidad de la corriente (V_r), se puede calcular otro factor importante que es el empuje hidrodinámico que ejerce la corriente sobre la pila del puente. El reglamento AASHTO-LRFD (2012) propone una ecuación para calcular la presión que ejerce el agua. En la sección 3.4.3 se muestra la expresión y las condiciones del empuje hidrodinámico.

2.7.3 Parámetros geotécnicos

Lo primero es reunir toda la información del sitio donde se localiza el puente, lo cual se obtiene mediante sondeos de exploración a diferentes profundidades, con la intención de conocer la estratigrafía y a su vez determinar las características físico-mecánicas de los estratos de suelo.

Dicha información será utilizada para obtener parámetros que se necesitan para calcular la socavación, como son: granulometría y peso volumétrico, además de derivar otros factores que servirán para el análisis de la estabilidad estructural, tales como: densidad del suelo y número de golpes, para el efecto de calcular el módulo de rigidez al cortante y la velocidad de onda de corte.

2.7.4 Parámetros socavación

Con la información hidrológica, hidráulica y geotécnica se puede evaluar la socavación general y local, conforme a las ecuaciones que se describen a continuación.

Socavación general

Método de Lischtván – Levediev modificado

Maza y García (1996) realizaron un trabajo que simplifica este método, evitando el uso de tablas. El valor de la velocidad de la corriente se calcula como.

$$Vr = \frac{\alpha * H^{1.66}}{Hs} \quad (2.6)$$

donde:

$$\alpha = \frac{Q_T}{H_m^{5/3} * B_e * \mu} \quad (2.7)$$

$$\mu = 1 - 0.837 \frac{V_m}{L} \quad (2.8)$$

Determinación de socavación en suelos homogéneos

Si $0.0005m \leq d_{84} \leq 0.0028m$ para arenas

$$Hs = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * X * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.080}}{0.322 + d_{84}^{0.080}} \right) \quad (2.9)$$

Si $0.0028\text{m} \leq d_{84} \leq 0.184\text{m}$ para arenas

$$HS = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * X * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.092}}{0.322 + d_{84}^{0.092}} \right) \quad (2.10)$$

Si $0.184\text{m} \leq d_{84} \leq 1\text{m}$ para arenas

$$HS = \left[\frac{\alpha * H^{1.66}}{4.7 * X * d_{84}^{0.28}} \right] \left(\frac{d_{84}^{0.187}}{0.322 + d_{84}^{0.187}} \right) \quad (2.11)$$

donde, X es un factor que está en función del diámetro medio de los granos cuyos valores se describen en la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Valores de X (Badillo y Rodríguez, 2002)

Suelos No Cohesivos					
d(mm)	X	1/(1+X)	d(mm)	X	1/(1+X)
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.82
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

En suelos cohesivos

$$HS = \left[\frac{5780 * H^{1.66}}{\beta * \gamma_d^{1.18}} \right] \left(\frac{\gamma_d^{0.75}}{0.322 + \gamma_d^{0.75}} \right) \quad (2.12)$$

donde,

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 L_n(T_r) \quad (2.13)$$

siendo, γ_d peso volumétrico seco del suelo y β representa la probabilidad anual de que se presente el gasto de diseño por lo que está en función del periodo de retorno, T_r (años).

Socavación local

En la literatura existe una amplia variedad de métodos para calcular la socavación local en pilas. En la República Mexicana han utilizado los métodos de Laursen-Toch (1953-1956) y Yaroslaztiev (1960), sin embargo, Maza y Sánchez (1996) desarrollaron criterios de evaluación tomando como referencia las condiciones hidrológicas que predominan en el país, mejorando el cálculo de la socavación local con respecto a las ecuaciones desarrolladas anteriormente. A continuación, se comentan algunos de los métodos más empleados.

Método Laursen-Toch (1953-1956)

Este método contempla dos procedimientos para evaluar la socavación local (S_o), el primero de ellos se refiere cuando el flujo actúa de manera paralela el eje de la pila, y se determina por la siguiente expresión:

$$S_o = k_1 k_2 b \quad (2.14)$$

donde, b es el ancho de la pila, k_1 está en función de la relación H/b (figura 2.11) y k_2 depende de la forma de la nariz de la pila.

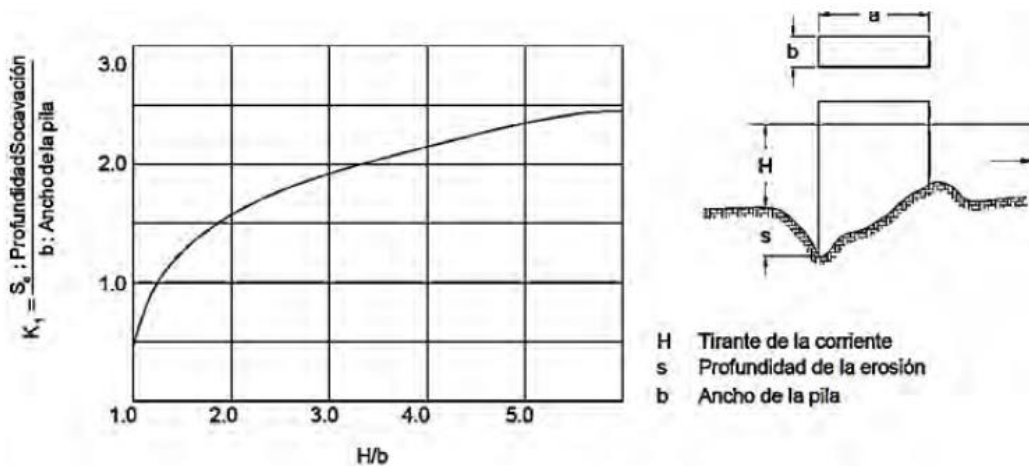


Figura 2.11 Valores de k_1 para Loursen-Touch (1953-1956)

El segundo caso corresponde al flujo que actúa con un ángulo de incidencia θ , con respecto al eje de la pila, en tal circunstancia, la ecuación 2.14 cambia el factor de k_2 por el factor de k_3 que considera θ y la relación largo-ancho de la pila.

Método de Yaroslavtziev

La expresión que propone Yaroslavtziev es la siguiente:

$$S_o = k_f k_v (e - k_H) \frac{v_r^2}{g} - 30d \quad (2.15)$$

donde,

$$k_v = -2 - 0.28 \sqrt{\frac{v_r^2}{g b_1}} \quad (2.16)$$

$$\log k_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1} \quad (2.17)$$

siendo, k_f es un coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma, e es un coeficiente de corrección y vale 0.6 si se encuentran las pilas en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, b_1 se refiere a la proyección de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila y d representa el diámetro (m) de las partículas más gruesas que forman el fondo.

Los valores de los coeficientes k_v y k_H se presentan en las figuras 2.12 y 2.13.

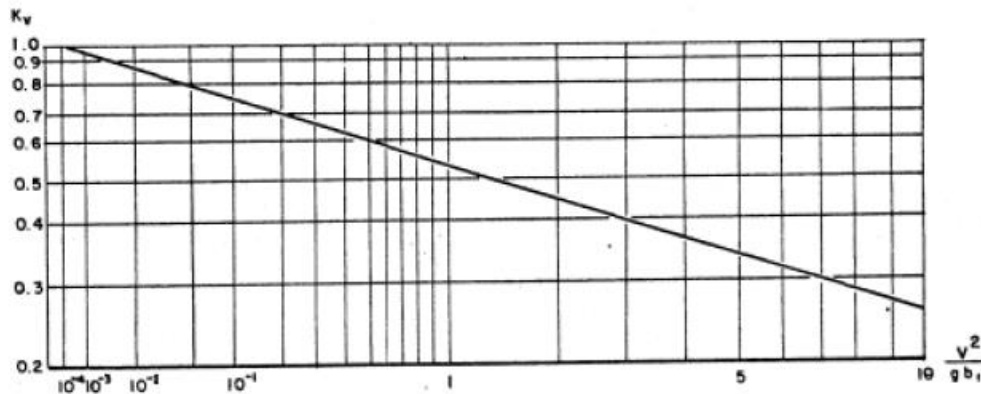


Figura 2.12 Valores del coeficiente k_v para la ecuación de Yaroslavtziev (1960)

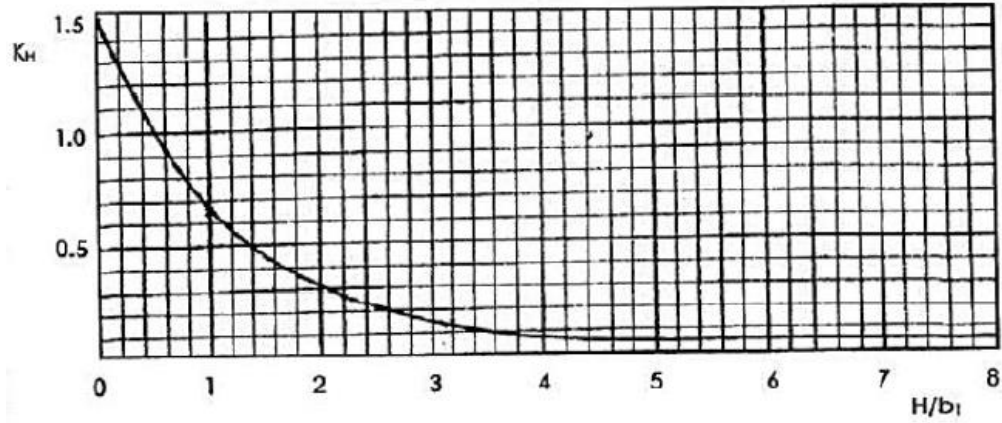


Figura 2.13 Valores del coeficiente k_H para la ecuación de Yaroslavtziev (1960)

Yaroslavtziev define los valores para usar su ecuación en diferentes casos de pilas, los cuales se muestran en las figuras 2.14 y 2.15.

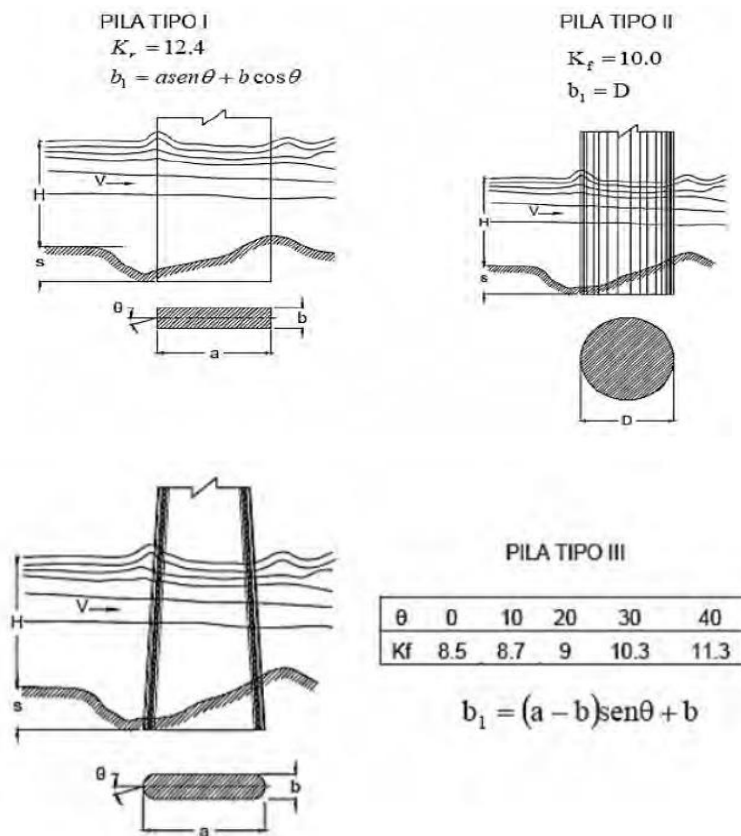
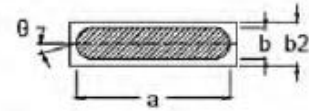
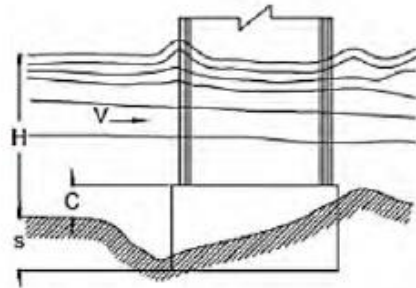


Figura 2.14 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas I, II y III.

PILA TIPO IV

θ	COEFICIENTE Kf					
	0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.4	12.4	12.4	12.4	12.4



$$b_1 = (a - b_o) \text{sen} \theta + b_o \text{ para } C/H \leq 0.3$$

$$b_1 = a \text{sen} \theta + b_o \text{ cos} \theta \text{ para } C/H > 0.3$$

donde: $b_o = b + (b_2 - b)$

Figura 2.15 Valores para aplicar la ecuación de Yaroslavtziev en pilas IV

El método de Maza y Sánchez (1996)

Estos investigadores establecieron una clara diferencia entre la socavación de las pilas que están alineadas a la corriente de río y de las pilas que generan un ángulo con respecto a la corriente. Por otro lado, Para la estimación de la socavación local se desarrollaron gráficas relacionadas con pilas rectangulares, redondeadas y circulares, tal como se describe en el trabajo de Juárez y Rodríguez (2002), en donde se intervienen los siguientes parámetros: H_m , V_m , b_1 y el número de Froude (F^2) donde este último se corrige por un coeficiente f_c el cual depende del ángulo de incidencia de la corriente.

CAPÍTULO 3

CRITERIOS PARA EVALUAR LA ESTABILIDAD ESTRUCTURAL POR SOCAVACIÓN

3.1 Estabilidad estructural

De acuerdo al trabajo de Salazar (1991), la estabilidad de las construcciones es la parte de la mecánica aplicada que estudia los efectos internos que las fuerzas producen en los cuerpos elásticos a los que se aplican y la proporcionalidad en sus dimensiones de los mismos con el fin de que no fracasen por ruptura o deformación excesiva.

Para entender mejor la estabilidad estructural es necesario definir el concepto de estable e inestable. Al definir que el equilibrio de una estructura es estable en lo pequeño, quiere decir, que la estructura está sujeta a pequeñas perturbaciones (deformaciones o velocidades), las cuales pueden ser tan pequeñas como uno lo desee siempre y cuando la estructura oscile dentro de su estado de equilibrio de deformación, en este caso podemos decir que la estructura es estable. Cuando una estructura recibe una perturbación en cualquiera de sus niveles y esta sale de su estado de equilibrio o permanece en un estado perturbado, se dice que la estructura es inestable.

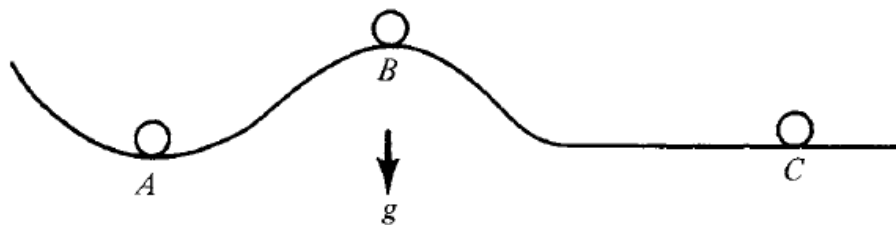


Fig. 3.1 Tipos de equilibrio estatico (Simitses y Hodger, 2006)

Para esclarecer el término de estabilidad estructural se presenta el diagrama, (figura. 3.1). El sistema consiste en tener una bola con peso W de manera estática en los diferentes puntos de la superficie la cual tiene una curvatura de cero en relación al plano. Para denotar la posición de equilibrio estático de la bola, se dice que la superficie en la que se encuentra la bola tiene una pendiente de cero

(posición A, B y C). En A, si el sistema está sujeto a perturbaciones infinitesimales (pequeños desplazamientos o pequeñas velocidades) la bola simplemente oscilará dentro de su equilibrio estático, por lo tanto, el sistema es estable. En B, si el sistema es perturbado, ésta tenderá a estar fuera de su posición de equilibrio estático, lo cual significa que el sistema es inestable. En lo que respecta a la posición C, si se le aplica una perturbación este sistema tiende a estar en una posición perturbada, a este tipo de posición Simitses y Hodger (2006) lo denominan naturalmente estable o indiferente.

Dado por entendido lo que pasa cuando un sistema recibe pequeñas perturbaciones, ahora bien, se explicará cuando el sistema recibe grandes perturbaciones ya que la tendencia puede cambiar. Entonces puede ser posible que un sistema sea inestable con pequeñas perturbaciones y estable con perturbaciones de gran magnitud (Posición B, Fig. 3.2a) o por el otro lado, puede ser estable con pequeñas perturbaciones e inestable con grandes perturbaciones (Posición A, Fig. 3.2b).

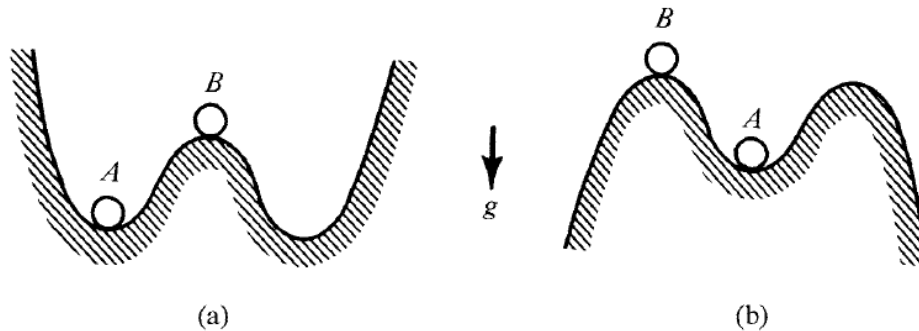


Figura 3.2 Tipo de equilibrio estático en presencia de grandes perturbaciones (Simitses y Hodger, 2006)

En la mayoría de las estructuras o elementos estructurales la pérdida de estabilidad estructural está asociado con la tendencia del cambio de configuración de la misma, o cuando de un estado de deformación pasa a otro.

Por consiguiente, el problema básico de la estabilidad de las construcciones es la determinación del régimen de esfuerzos y el régimen de deformación de un

cuerpo solicitado por un sistema de cargas cualquiera que propicien el colapso de su estructura (Salazar, 1991).

3.2 Criterios para revisar la estabilidad estructural

De acuerdo a los trabajos de Rivera y Nuñez (2016), la mayoría de los puentes que fallan por socavación tienen cimentaciones superficiales, por lo que es conveniente revisar los criterios básicos de estabilidad tales como: volteo, traslación, esfuerzos admisibles en la cimentación e interacción suelo-estructura; este último se considera muy relevante para el objetivo de esta investigación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura existe cuando las características del suelo influyen en la respuesta estructural, en este sentido la socavación reduce la longitud de empotramiento de la cimentación y aumenta el valor del periodo de fundamental, lo que provoca un entorno de inestabilidad que lleva al colapso de la estructura del puente.

Por consiguiente, el concepto de interacción suelo-estructura se considera pertinente emplearla para el análisis de la estabilidad estructural de los puentes ante la socavación en su base, al considerar que dichos conceptos permiten modelar los diferentes estratos del suelo y la variación de sus propiedades por la socavación, además de incorporar las características de cimentación y estructura, por lo que esto permite un análisis integral para obtener las propiedades dinámicas, desplazamientos y elementos mecánicos.

3.3 Interacción Suelo-Estructura en puentes

La respuesta de un puente ante la presencia de una avenida extraordinaria aunado a la presencia de socavación, hace que se vea afectada la interacción de tres sistemas vinculados: la estructura, la cimentación y el suelo subyacente al igual que el suelo que rodea a la cimentación. Al hacerse presente la socavación va de la mano con la pérdida de empotramiento de la estructura.

Según las recomendaciones hechas por la National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRO) para nuevos edificios y otras construcciones (FEMA, 2009) indica que los efectos de interacción suelo-estructura (ISE) se clasifican en dos:

1. **Interacción inercial:** se refiere a desplazamientos y rotaciones en el nivel de cimentación de una estructural que resultan de fuerzas impulsadas por la inercia, tales como el cortante en la base, el momento y la torsión. La interacción inercial se relaciona con la rigidez y el amortiguamiento en la cimentación, ya que son efectos que se generan en la base como respuesta a la inercia.
2. **Interacción cinemática:** es la respuesta a la presencia de elementos rígidos de la cimentación sobre o en el suelo, ya que genera que los movimientos de cimentación se desvíen o sean diferentes a los del suelo. La diferencia de movimientos puede diferir por dos causas: la primera es por la interacción cinemática, esto ocurre cuando los movimientos de la cimentación son diferentes a los movimientos del suelo, lo cual se debe a la presencia de elementos rígidos colocados sobre o por debajo de la superficie del suelo, esto a su vez depende del promedio de la base de cimentación, la propagación de onda y los efectos de empotramiento en ausencia de la inercia de la estructura y de la cimentación; La segunda causa se debe a los desplazamientos conjuntamente con las rotaciones entre la cimentación y el terreno, ambos asociados a la inercia de la estructura y la cimentación.

Para los propósitos de esta investigación se profundizará sobre los campos de interacción inercial, debido a que es de interés conocer la respuesta de la estructura ante las modificaciones de las propiedades del suelo por los efectos de socavación, de tal manera, que se pueda percibir la inestabilidad de la estructura ante la pérdida de empotramiento de la cimentación.

Para estos enfoques existen dos maneras de encontrar las respuestas de los sistemas, las cuales se clasifican en análisis directos o análisis de subestructura (resorte equivalente).

Análisis directo: implica la modelación conjunta del suelo y la estructura, tal como se muestra en la figura 3.3. Se observa que el suelo se representa como un medio continuo junto con los elementos estructurales y de cimentación.

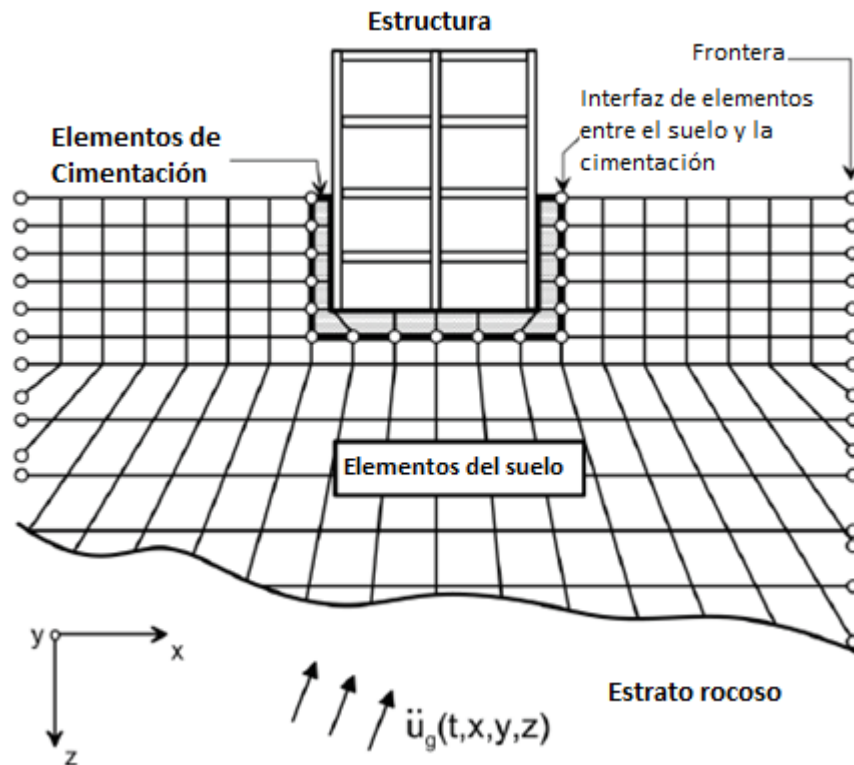


Figura 3.3 Análisis directo de interacción suelo estructura usando un modelo continuo de elemento finito

Dicho análisis se realiza con mayor frecuencia utilizando una respuesta lineal equivalente a la propiedad del suelo en funciones numéricas de elementos finitos, diferencias finitas o elementos de frontera (Wolf, 1985).

Análisis de subestructura (resorte equivalente): el problema de interacción suelo-estructura se divide en distintas partes que después se combinan para dar una solución completa (figura 3.4).

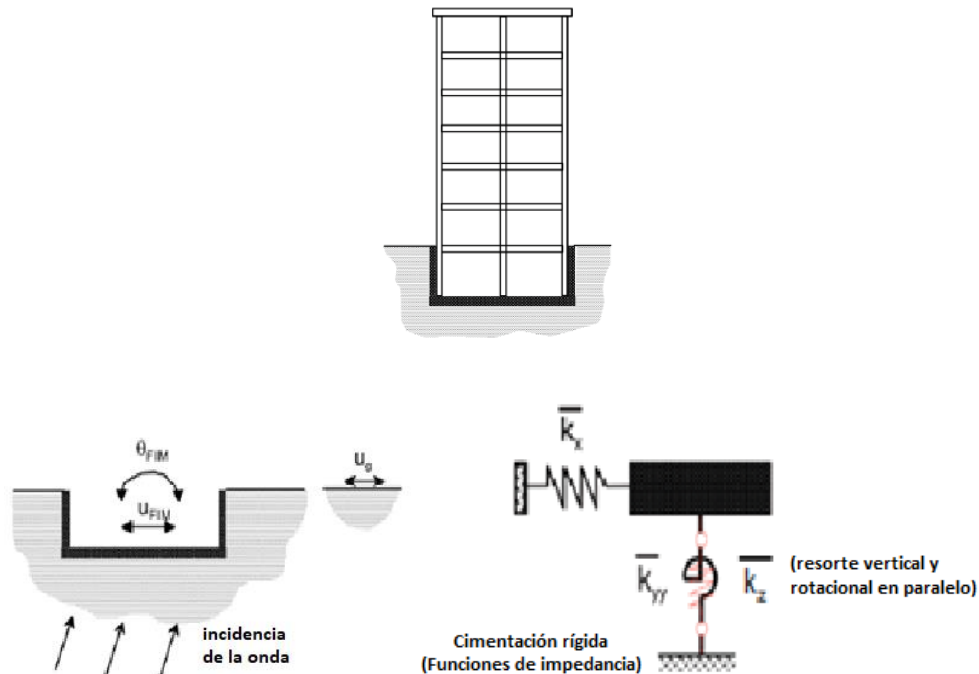


Figura 3.4 Se ilustra el análisis de subestructura para un análisis de interacción suelo-estructura

De acuerdo a la bibliografía consultada se dispone de ciertas consideraciones dentro del análisis de subestructura para realizar una interpretación adecuada de los efectos de interacción suelo – estructura, dichas consideraciones hacen referencia a sistemas dentro de un entorno sísmico, sin embargo este no es el caso, ya que mi análisis se enfoca a una estructura que se encuentra dentro del cauce de un río la cual está sujeta a cambios en la interacción del suelo y la cimentación debido a la pérdida de suelo debido a la socavación. Basándonos en la figura de arriba se denotan otro tipo de consideración

- Se analizan las características del material del suelo
- Consideramos únicamente el análisis de la rigidez equivalente del suelo
- Incorporamos los resortes que representa la rigidez del suelo a la estructura que se encuentra dentro del análisis

- Se analiza la respuesta colectiva entre la estructura y las rigideces obtenidas apoyándose de herramientas de computo

3.3.1 Comportamiento inercial.

Para tener una mayor comprensión del tema es necesario conocer y comprender los siguientes conceptos:

- Base rígida: indica que el suelo que está soportando la estructura es infinitamente rígido (un suelo sin amortiguamiento)
- Cimentación rígida: se refiere a que los elementos de cimentación son infinitamente rígidos eso quiere decir que no tiene deformaciones.
- Base fija: es la combinación de los conceptos anteriores.
- Base flexible: nos indica que tanto suelo y elementos estructurales sufren deformaciones.

A continuación, se muestra el diagrama de cuerpo libre donde se analiza de manera sencilla el comportamiento entre el suelo y la estructura.

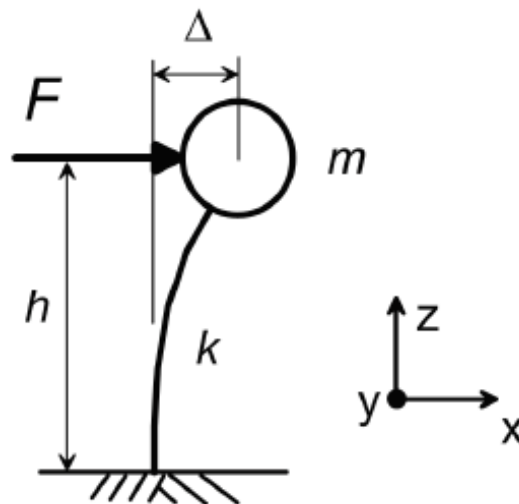


Figura 3.5 Ilustra una estructura sobre una base fija

Como se puede observar, en la figura 3.5 solo se considerando un grado de libertad con una rigidez k y una masa m , restringido por una base rígida, se le aplica una fuerza F , la cual causa una deflexión Δ . Como tal esto no ayuda a un análisis

de interacción suelo-estructura, debido a que presenta una base rígida o en otras palabras el suelo no es infinitamente rígido, y esto hace que la misma estructura tenga un desplazamiento y una rotación, por lo tanto, el diagrama presentado se considera limitado.

Por otro lado, tenemos el siguiente diagrama con base flexible en la figura 3.6, donde se muestra de manera más completa la respuesta que tiene el suelo ante la presencia de una fuerza externa sobre la estructura.

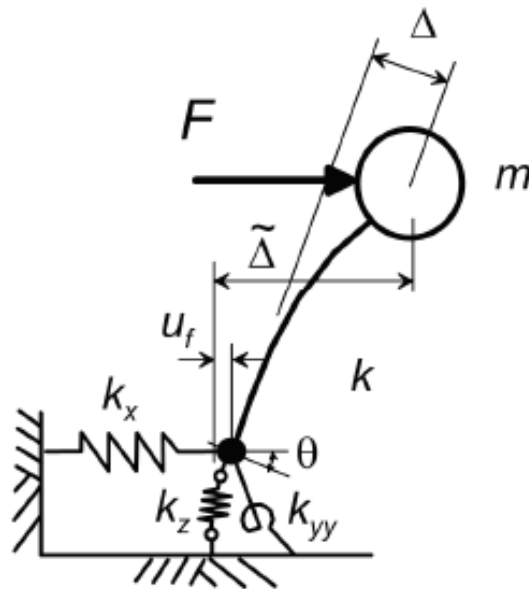


Figura 3.6 Estructura sobre una base flexible

El diafragma simula un suelo flexible representado con resortes verticales, horizontales y rotacionales. La rigidez del resorte vertical (dirección z) se denomina k_z , el resorte horizontal (dirección x) se denomina k_x y el resorte rotacional se denomina con k_{yy} representando la rotación en el plano $x-z$ (alrededor del eje $y-y$). Ahora bien, la fuerza F es aplicada en el centroide de la masa m en la dirección x , causando que la estructura tenga una deflexión en la misma dirección de la fuerza provocando a su vez una fuerza cortante causando una deformación horizontal u_f y también por efectos de la fuerza se crea un momento en la base provocando una deformación rotación ϕ .

Funciones de impedancia

En general, la mayor parte de funciones de impedancia toman como referencia el diagrama de la figura 3.6. Las funciones dependen de las características de la rigidez y el amortiguamiento que dependiendo de la frecuencia de la interacción suelo-cimentación. Las primeras soluciones clásicas con respecto a las funciones de impedancia fueron la base para muchas más investigaciones las cuales corresponde a Luco y Westingm (1972) y veletos y Wei (1971), todo comenzó con la siguiente expresión:

$$\bar{K}_j = k_j + iwc_j \quad (3.1)$$

Donde \bar{K}_j denota valores complejos en las funciones de impedancia; j es el subíndice que denota los modos de desplazamiento y rotación; k_j y c_j son valores que determinan la frecuencia los cuales corresponden a la rigidez y el amortiguamiento respectivamente para el nodo j ; y w es la frecuencia circular (rad/s). Mientras que el coeficiente c_j representa los efectos de amortiguamiento asociados con la interacción suelo-cimentación. Otra forma de representar la función de impedancia es:

$$\bar{K}_j = k_j(1 + 2ic_j\beta_j) \quad (3.2)$$

donde,

$$\beta_j = \frac{wc_j}{2k_j} \quad (\text{para } k_j > 0) \quad (3.3)$$

Lo que se puede resaltar de la parte imaginaria como parte de la descripción de la función de impedancia, es que la representa la fase entre la excitación armónica y la respuesta de una frecuencia dada. Según Clough y Penzien (1993), la diferencia de fase \emptyset , entre la fuerza y el desplazamiento se representa de la siguiente manera:

$$\emptyset_j = \tan^{-1}(2\beta_j) \quad (3.4)$$

A la expresión anterior también se le conoce como ángulo de pérdida.

En la época contemporánea se conocen varios métodos que parten de la función de impedancia para generar expresiones que representen la rigidez equivalente del suelo, esto ha sido para cimentaciones superficiales o empotradas de forma circular o rectangular dentro de espacios uniformes, elásticos y viscoelásticos.

En su mayoría éste documento muestra todo lo referente a cimentaciones rectangulares de manera superficial y empotrada, para desarrollar un análisis representativo de los apoyos de un puente ubicado en el cauce de un río, en el cual se busca encontrar los factores más representativos de rigidez equivalente del suelo y de empotramiento.

3.3.2 Métodos para calcular la rigidez equivalente

Se han desarrollado métodos alternativos para las funciones de impedancia, de la cual lo único que interesa es la rigidez estática que aporta. La elección del método depende de la precisión que se requiera y así mismo de su importancia. Uno puede clasificar ampliamente el sistema de cimentación de acuerdo al tipo de suelo y a sus características geométricas que son las siguientes:

- Tipo de cimentación (circular o rectangular)
- Tipo de suelo (depósito uniforme profundo, depósito profundo con estratigrafía variable, estrato superficial sobre roca)
- Profundidad de empotramiento (cimentaciones superficiales, empotradas o profundas)

En términos generales, los distintos métodos que se han desarrollado para calcular la rigidez del suelo con respecto a una cimentación tienen sus propias limitaciones y un fin, por su parte Gazetas (1991) consideró los siguientes métodos:

- Métodos analíticos y semi-analíticos, los cuales pueden manejar una estratigrafía variable y cimentación superficiales rectangulares, pero no pueden tratar incrustaciones.

- Métodos dinámicos de elemento finito. En ellos se pueden tratar cimentaciones superficiales, empotradas y profundas pero la mayoría de estos métodos se basan en situaciones donde las formas son asimétricas, es decir no pueden tratar formas rectangulares y generalmente requieren un estrato rígido a poca profundidad.
- Métodos numéricos combinados con analíticos. Este tipo de método aprovecha las ventajas de los ambos métodos el cual incluye los procedimientos de contorno.
- Los Métodos de aproximación simplifican el problema y a su vez proporciona soluciones para problemas más complejos.

Enseguida se mencionan y describen algunos de los procedimientos que más han resalta en la era contemporánea para el cálculo de la rigidez del terreno.

Método de Veletsos y Wei (1971)

Una vez comenzada la era contemporánea las primeras soluciones de la edad moderna con respecto a las funciones de impedancia fue desarrollada por Veletsos and Wei (1971) y Veletsos and Verbic (1973). Dichas soluciones provenían del análisis de una base circular rígida sobre un espacio viscoelástico, la cual explica la naturaleza tridimensional del problema y la dependencia que tiene la frecuencia de los parámetros de rigidez y amortiguamiento.

La figura 3.7 muestra un análisis simplificado de la interacción suelo-estructura. El sistema consiste en una estructura con un grado de libertad, determinado por altura (h), masa (m), rigidez (k) y un coeficiente de amortiguamiento (c). La base de la estructura permite la traslación de esta una cierta distancia u_f y rotar una cantidad θ . La estructura de maneara vertical es rígida y desprecia los efectos de la torsión. La funcione de impedancia está representada por los resortes laterales y de rotación, los cuales equivalen a una rigidez compleja k_u y k_θ respectivamente.

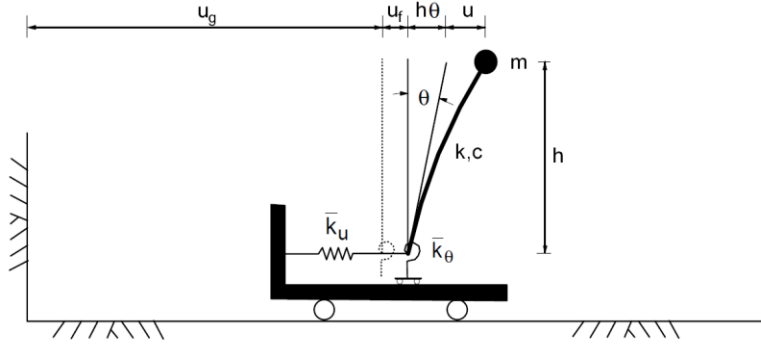


Figura 3.7 Modelo simple para el análisis de interacción suelo estructura

En el caso de h , se interpreta como la distancia que va desde la base hasta el centroide de la masa. Uno pensaría que el análisis que desarrollaron contaba con seis grados de libertad, pero no era así, para ese entonces se consideraba la respuesta lateral de una estructura sobre una base rígida en una determinada dirección y a su vez también se despreciaba la torsión, derivado de ello el análisis se podría expresar de la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{k}_u & 0 \\ 0 & \bar{k}_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_f \\ \theta \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

La solución de la matriz la podemos observar en la expresión 3.6 la cual representa la función de impedancia en términos de rigidez y de amortiguamiento. Como se puede apreciar la solución que se muestra es igual a la expresión 3.1 en diferentes términos, pero el mismo objetivo.

$$\bar{k}_j = k_j(a_0, v) + iwc_j(a_0, v) \quad (3.6)$$

En donde j representa los modos de deformación para u o θ , en donde w es la frecuencia angular (rad/s) y a_0 se define como una frecuencia adimensional, expresada de la siguiente forma:

$$a_0 = \frac{wr}{V_s} \quad (3.7)$$

donde,

V_s velocidad de la onda de cortante

r radio de la cimentación (también se representa como R)

El radio de la cimentación es un valor que se calcula por separado para los modos de traslación y rotación con respecto a una cierta área (Af) y un momento de inercia (If), las fórmulas se muestran a continuación:

$$r_1 = \sqrt{\frac{Af}{\pi}} \quad (3.8)$$

$$r_2 = \sqrt[4]{\frac{4If}{\pi}} \quad (3.9)$$

Cuando se tiene una cimentación rectangular el momento de inercia se tiene que analizar con respecto a un eje, por lo tanto, tenemos I_{xx} y I_{yy} . Una vez obtenidos los radios de cimentación procedemos a calcular la rigidez equivalente:

$$K_u = \frac{8}{2-\nu} Gr_1 \quad (3.10)$$

$$K_\theta = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_2^3 \quad (3.11)$$

El procedimiento de Veletsos y Wei (1971) es un método de aproximación que tiene la versatilidad de emplearse para cimentaciones circulares y rectangulares, así mismo la rigidez que se obtiene de los resultados es para cimentaciones superficiales e incrustadas, pero para estas últimas es necesario afectar la rigidez obtenida por un factor de empotramiento.

Pais y Kausel (1988)

El trabajo que expusieron estos autores llamado "Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations" presentaron expresiones para determinar la rigidez equivalente del suelo para cimentaciones circulares y rectangulares, las cuales se

categorizan entre los métodos de aproximación según Gazetas (1991), es decir, provienen de trabajos experimentales.

- *Cimentaciones circulares*

Las expresiones que mostraron para este tipo de cimentación, pertenecen a investigaciones hechas hace mucho tiempo, en las cuales se relacionan las fuerzas y los desplazamientos de un disco unido a un semiespacio elástico homogéneo. Las rigideces recopiladas se muestran a continuación:

Vertical	$K_V^0 = \frac{4GR}{1-\nu}$	(Boussinesq)	(3.12)
----------	-----------------------------	--------------	--------

Horizontal	$K_H^0 = \frac{8GR}{2-\nu}$	(Mindlin 1949)	(3.13)
------------	-----------------------------	----------------	--------

Giro	$K_R^0 = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)}$	(Borowicka 1943)	(3.14)
------	----------------------------------	------------------	--------

Torsión	$K_V^0 = \frac{16GR^3}{3}$	(Reissner 1944)	(3.15)
---------	----------------------------	-----------------	--------

Para seleccionar estas expresiones, Pais y Kausel realizaron una comparación con los trabajos hechos por Day y por Apsel, figuras 3.6 y 3.7. El primero realizó análisis transitorios de elementos finitos para movientes impulsivos de una base cilíndrica empotrada y por medio de la trasformada de Fourier obtuvo la rigidez. Por otro lado, Apsel utilizó una formulación de ecuaciones integrales para el mismo problema, encontró una buena relación con los resultados de Day.

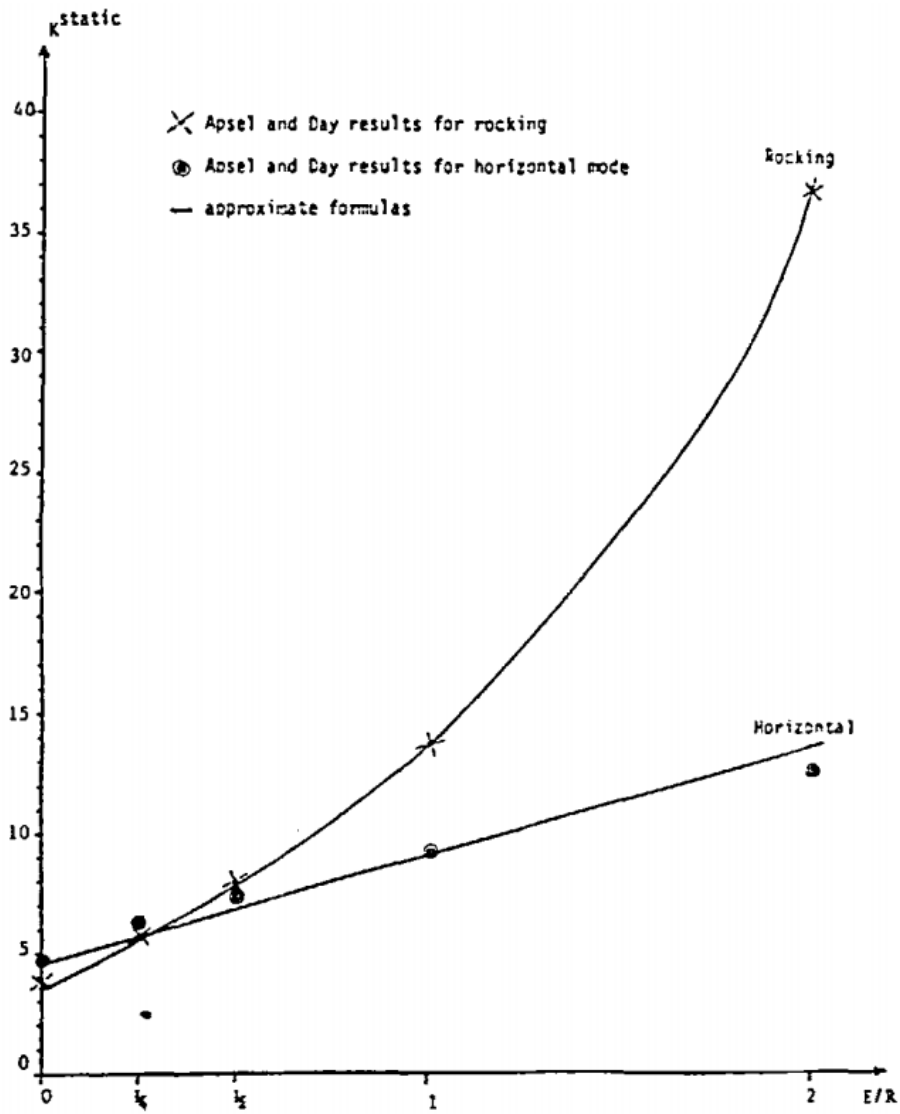


Figura 3.8 Variación de la rigidez estática con respecto al empotramiento (modos de vibración horizontal y giro)

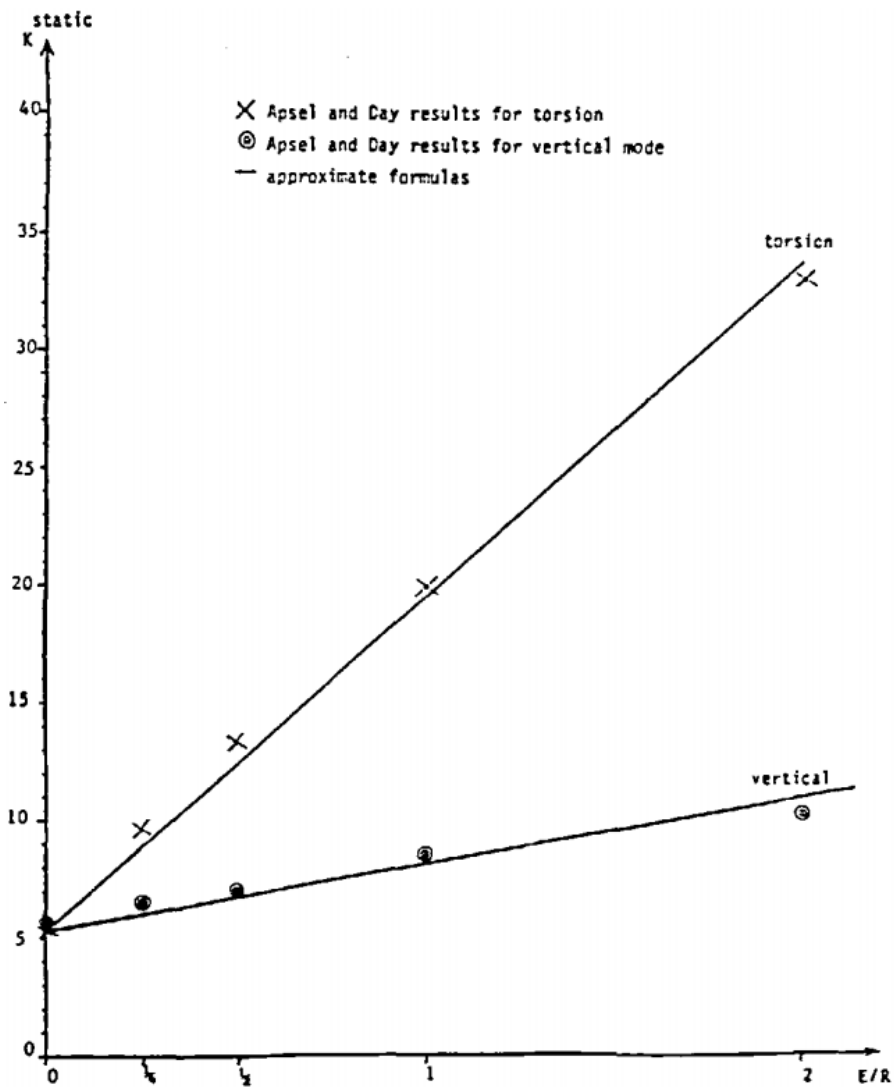


Figura 3.9 Variación de la rigidez estática con respecto al empotramiento (modos de vibración vertical y torsión)

- *Cimentaciones rectangulares*

En el caso de estas cimentaciones, la falta de simetría cilíndrica aumenta sustancialmente la dificultad del problema. La figura 3.8 la cual muestra la relación entre la longitud y el ancho (L/B), con la cual se puede definir la geometría de la cimentación.

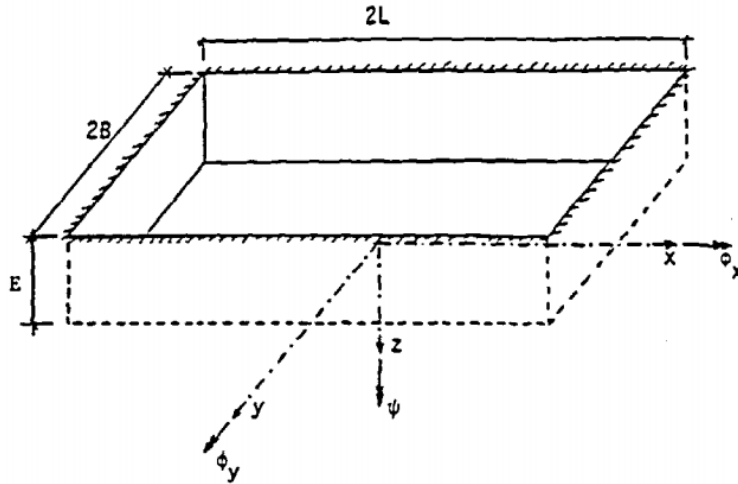


Figura 3.10 Cimentación rectangular empotrada para $L \geq B$

Pais y Kausel (1988) desarrollaron expresiones de aproximación para encontrar la rigidez equivalente del suelo para cimentaciones rectangulares, lo cual lo lograron usando como base los trabajos realizados por Wong, Dominguez, y Gorbunov-Posanov. Las expresiones que determinan la rigidez equivalente del suelo se muestran a continuación:

Vertical
$$\frac{K_v^0(1-\nu)}{GB} = 3.1 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.75} + 1.6 \quad (3.16)$$

Horizontal
$$\frac{K_{Hx}^0(2-\nu)}{GB} = 6.8 \left(\frac{L}{B}\right)^{0.65} + 2.6 \quad (3.17)$$

$$\frac{K_{Hy}^0(2-\nu)}{GB} = \frac{K_{Hx}^0(2-\nu)}{GB} + 0.8 \left(\frac{L}{B} - 1\right) \quad (3.18)$$

Giro
$$\frac{K_{Rx}^0(1-\nu)}{GB^3} = 3.2 \left(\frac{L}{B}\right) + 0.8 \quad (3.19)$$

$$\frac{K_{Ry}^0(1-\nu)}{GB^3} = 3.73 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.4} + 0.27 \quad (3.20)$$

Torsión
$$\frac{K_t^0}{GB^3} = 4.25 \left(\frac{L}{B}\right)^{2.45} + 4.06 \quad (3.21)$$

Los resultados obtenidos Pais y Kausel en relación a la rigidez estática, se graficaron con respecto a L/B utilizando una relación de Poisson $\nu=1/3$. A comparación de las expresiones obtenidas.

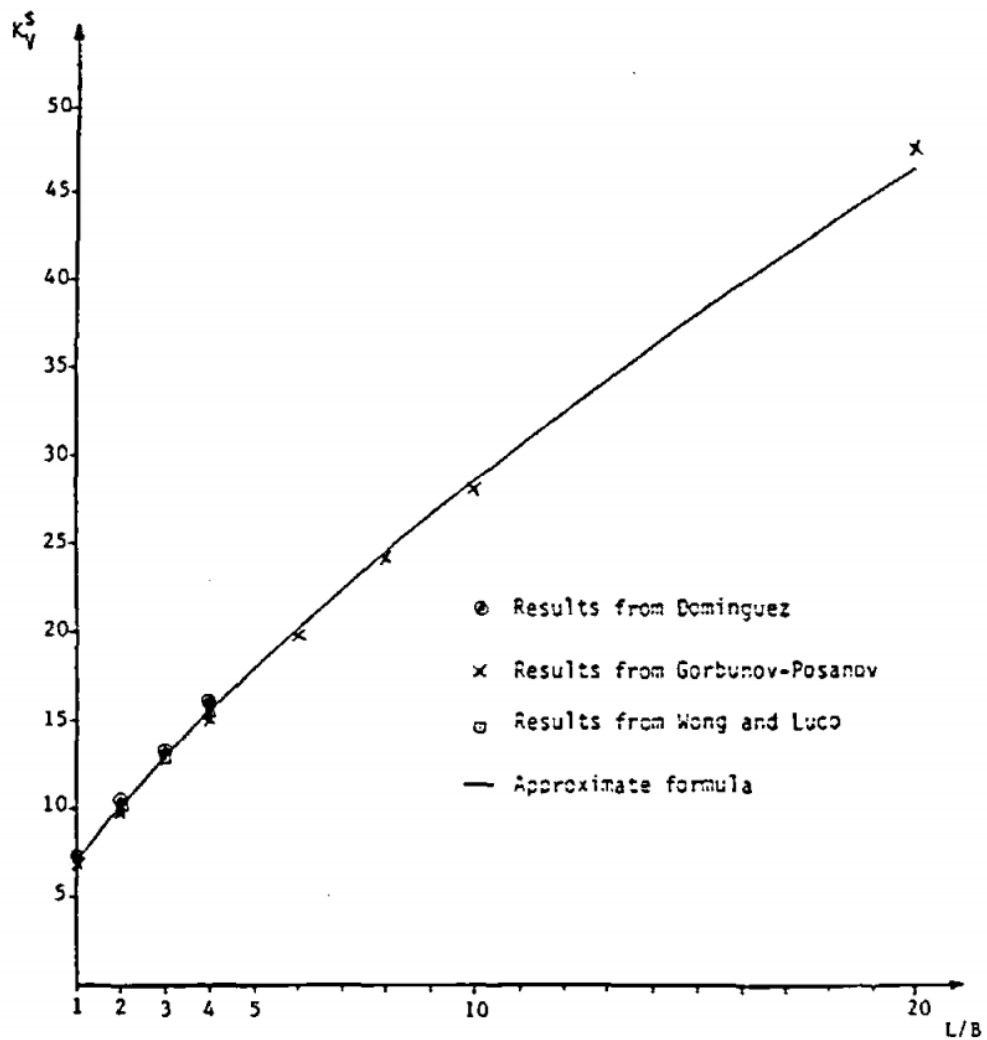


Figura 3.11 Variación de la rigidez estática vertical con respecto a la forma

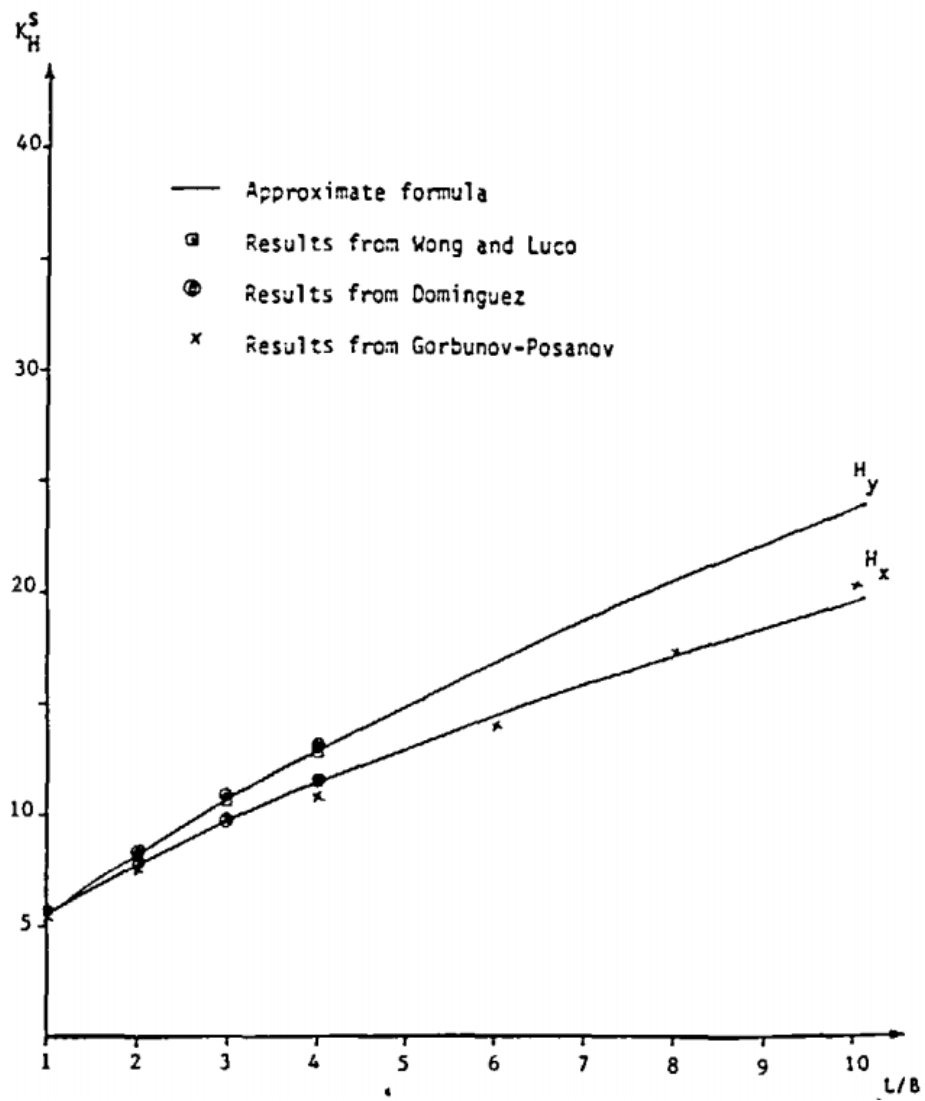


Figura 3.12 Variación de la rigidez estática horizontal con respecto a la forma

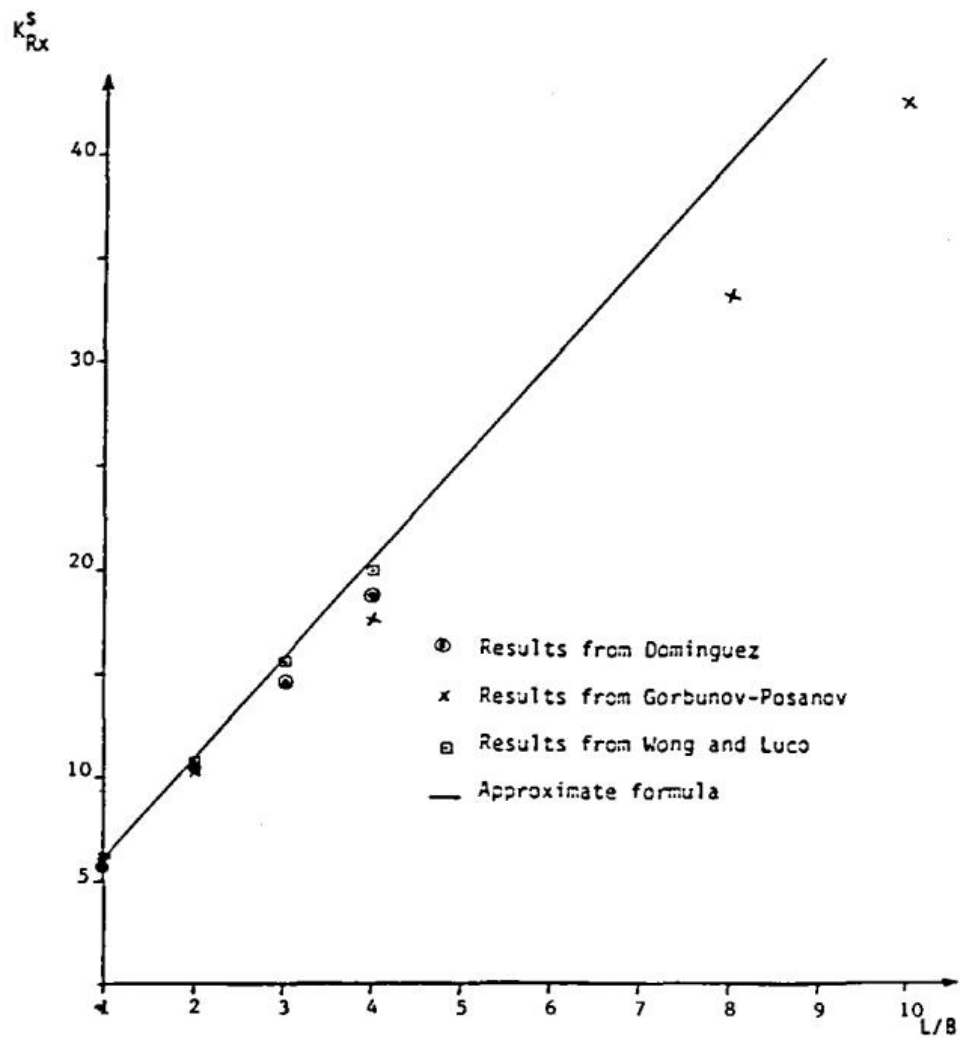


Figura 3.13 Variación de la rigidez estática rotacional en X con respecto a la forma

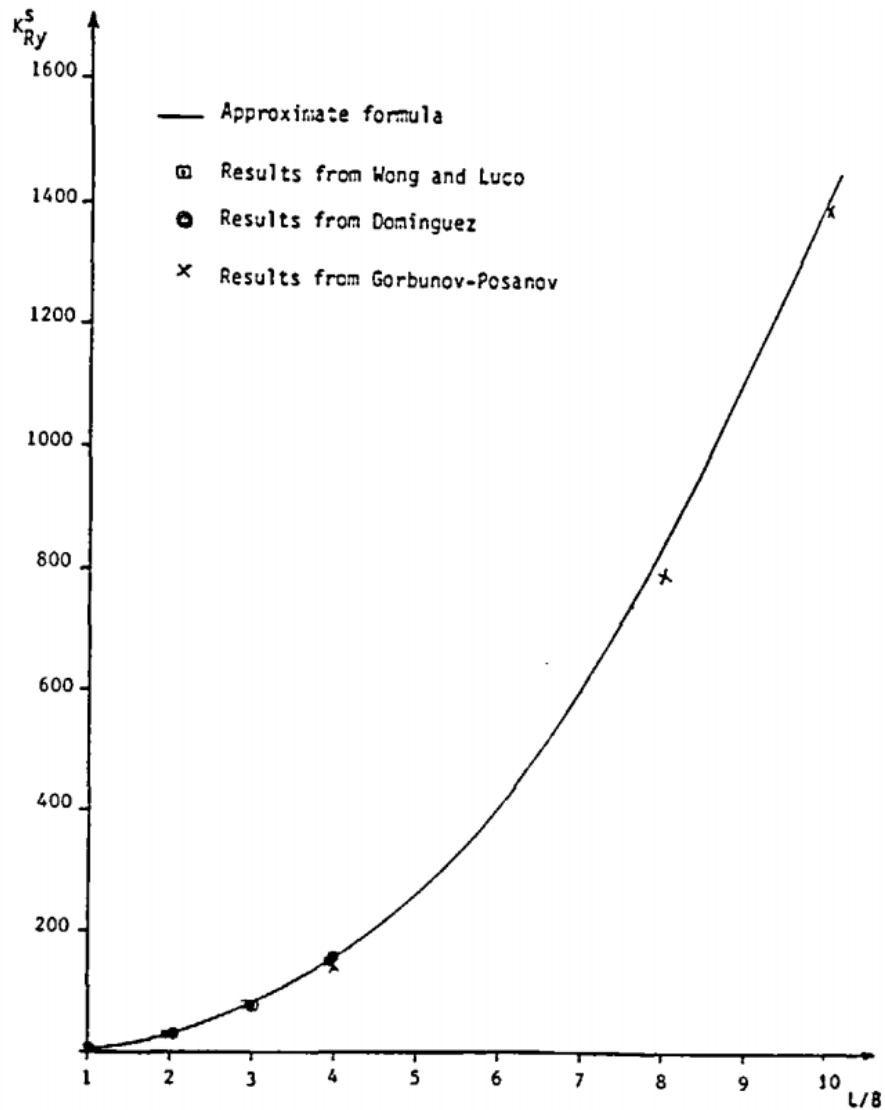


Figura 3.14 Variación de la rigidez estática rotacional en Y con respecto a la forma

Gazetas (1991)

En el año 1986 Dorby y Gazetas encontraron un forma de evaluar la interacción suelo-estructura para seis resortes en total, de los cuales tres son lineales y tres angulares, sin embargo, años más tarde en 1991 Gazetas tomo como referencia esta investigación y la de otros autores encontrando alternativas para determinar la rigidez del suelo, la cual se obtiene mediante fórmulas algebraicas simples y gráficas adimensionales que analizan todos los modos de oscilación posibles,

cubriendo un rango amplio de tipos de suelo y geometrías de cimentación idealizadas. Al utilizar estas expresiones se generan errores de hasta 15% con respecto a datos obtenidos de un análisis más riguroso.

- Cimentación superficial en un espacio medio y un suelo homogéneo

Este procedimiento se aplica para cimentaciones arbitrarias donde $L > B$, se debe determinar un rectángulo circunscrito, presentado por una longitud larga por una corta, es decir, $2L$ y $2B$ como lo muestra la figura 3.14.

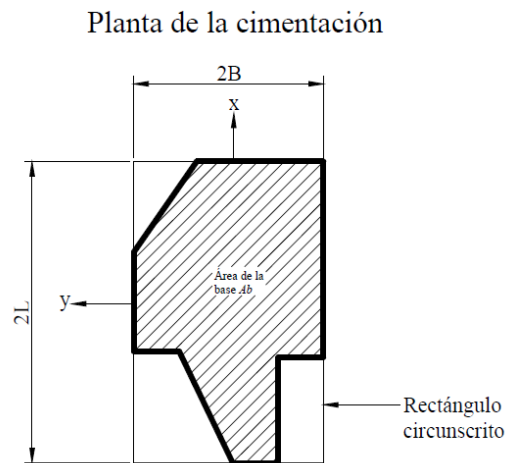


Figura 3.15 Determinación de dimensiones de interés para calcular la rigidez

El primer paso es determinar A_b , I_{bx} , I_{by} , y J_b que representan el área, los momentos de inercia y el momento polar de inercia con respecto a z , todo con respecto al área de contacto entre el suelo y la cimentación. A continuación, se muestran las ecuaciones que determina la rigidez del suelo:

$$\text{Vertical} \quad K_z = \frac{2GL}{1-\nu} [0.73 + 1.54\chi^{0.75}] \quad (3.22)$$

$$\text{Horizontal} \quad K_y = \frac{2GL}{2-\nu} [2 + 2.5\chi^{0.85}] \quad (3.23)$$

$$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (3.24)$$

$$\text{Con } \chi = \frac{A_b}{4L^2} \quad (3.25)$$

Giro
$$K_{yy} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.15} \right] \quad (3.26)$$

$$K_{xx} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad (3.27)$$

Torsión
$$K_{zz} = GJ_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right] \quad (3.28)$$

- Cimentaciones superficiales en suelos homogéneos sobre un estrato rocoso (cimentaciones circulares y rectangulares)

Gazetas incorporó las expresiones presentadas por Pais y Kausel (1988) para las cimentaciones circulares (expresiones 3.12 a 3.15) multiplicando cada una por un factor que él mismo obtuvo de manera experimental. A continuación, se muestra dichas expresiones:

Vertical
$$K_V^0 = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1.3 \frac{R}{H} \right) \quad (3.29)$$

Horizontal
$$K_H^0 = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + 0.5 \frac{R}{H} \right) \quad (3.30)$$

Giro
$$K_R^0 = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 0.17 \frac{R}{H} \right) \quad (3.31)$$

Torsión
$$K_V^0 = \frac{16GR^3}{3} \left(1 + 0.10 \frac{R}{H} \right) \quad (3.32)$$

Para la rigidez equivalente de cimentaciones rectangulares, Gazetas consideró las expresiones que él desarrollo para Cimentaciones superficiales en un espacio medio y un suelo homogéneo para multiplicar todas estas por el mismo factor (término 3.3) incrementando todos los modos de vibración la misma forma.

$$X = \left(1 + \frac{\frac{B}{H}}{0.5 + \frac{B}{L}} \right) \quad (3.33)$$

Ejemplo:

Modo Vertical
$$K_Z = \frac{2GL}{1-\nu} [0.73 + 1.54\chi^{0.75}](X)$$

3.3.3 Factores de empotramiento

Es un parámetro de la cimentación, el cual se utiliza como incremento de la rigidez equivalente del suelo y está en función de la profundidad de empotramiento de manera vertical.

Durante años, algunos investigadores se han dedicado a determinar la rigidez del suelo en función de la longitud de empotramiento de la cimentación. A continuación, se presentan algunos procedimientos relevantes que determinan dicho factor:

Elsabee y Morray (1977)

Ellos fueron de los primeros de la era moderna en investigar los factores de empotramiento, se basaron en el caso de una cimentación circular empotrada en un estrato homogéneo tal y como se muestra en la figura 3.15.

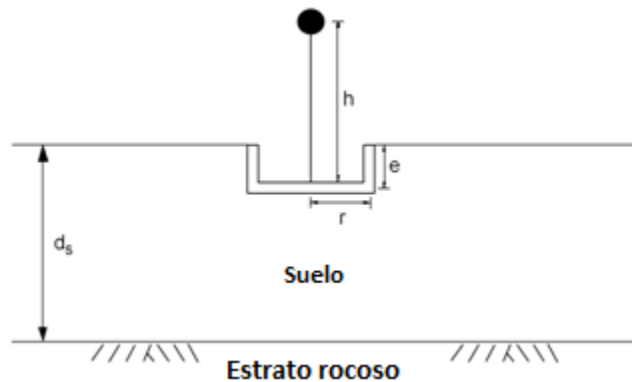


Figura 3.15 Sistema empotrado en un suelo finito.

El resultado de su investigación se muestra a continuación para $r/d_s < 0.5$ y $e/r < 1$:

$$(K_u)_{FL/E} = K_u \left(1 + \frac{2e}{3r}\right) \left(1 + \frac{5e}{4d_s}\right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r}{d_s}\right) \quad (3.34)$$

$$(K_\phi)_{FL/E} = K_\phi \left(1 + 2\frac{e}{r}\right) \left(1 + 0.7\frac{e}{d_s}\right) \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r}{d_s}\right) \quad (3.35)$$

donde $(K_u)_{FL/E}$ y $(K_\theta)_{FL/E}$ representan la rigidez horizontal y rotacional afectadas por el factor de empotramiento, respectivamente. Según Elsabee y Morray indica que la frecuencia depende de la rigidez y el amortiguamiento de la cimentación.

Pais y Kausel (1988)

En 1988 estos investigadores por su parte, expusieron factores de empotramiento tanto para cimentaciones circulares como rectangulares. Cabe mencionar que para las cimentaciones circulares adoptaron el método de Elsabee y Morray para determinar las siguientes expresiones:

$$\text{Vertical} \quad K_V^S = K_V^0 \left(1 + 0.5 \frac{E}{R}\right) \quad (3.36)$$

$$\text{Horizontal} \quad K_H^S = K_H^0 \left(1 + \frac{E}{R}\right) \quad (3.37)$$

$$\text{Giro} \quad K_G^S = K_G^0 \left(1 + 2.3 \frac{E}{R} + 0.58 \left(\frac{E}{R}\right)^3\right) \quad (3.38)$$

$$\text{Torsión} \quad K_T^S = K_T^0 \left(1 + 2.67 \frac{E}{R}\right) \quad (3.39)$$

$$\text{Acoplamiento} \quad K_{RH}^S = K_H^0 \left(0.4 \frac{E}{R} - 0.03\right) \quad (3.40)$$

Por su parte el método utilizado por Pais y Kausel (1988) considera factores de empotramiento para cimentaciones rectangulares.

$$\text{Vertical} \quad K_V^S = \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right] \quad (3.41)$$

$$\text{Horizontal} \quad K_y^S = \left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1+L/B}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^{0.8}\right] \quad (3.42)$$

$$K_x^S = \eta_y \quad (3.43)$$

$$\text{Giro} \quad K_{yy}^S = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35+(L/B)^4}\right) \left(\frac{D}{B}\right)^2\right] \quad (3.44)$$

$$K_{xx}^S = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right] \quad (3.45)$$

Torsión
$$K_{zz}^S = \left[1 + \left(1.3 + \frac{2.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (3.46)$$

Gazetas (1991)

Los siguientes factores de empotramiento representan un ejemplo de un método de aproximación desarrollado por Gazetas, y que fue resultado de una recopilación de datos realizada por el autor.

Vertical
$$K_{z emp} = K_{z sur} \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1.3\chi) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right] \quad (3.47)$$

Horizontal
$$K_{y emp} = K_{y sur} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{h A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right] \quad (3.48)$$

$$K_{x emp} = K_{x sur} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{h A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right] \quad (3.49)$$

Giro
$$K_{rx emp} = K_{rx sur} \left[1 + 1.26 \frac{d}{B} \right] \left[1 + \frac{d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (3.50)$$

$$K_{ry emp} = K_{ry sur} \left[1 + 0.92 \left(\frac{d}{L} \right)^{0.6} \right] \left[1.5 + \left(\frac{d}{L} \right)^{1.9} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0.6} \right] \quad (3.51)$$

$$K_t emp = K_t sur \left[1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (3.52)$$

Sánchez (1997)

En su trabajo de tesis de maestría expone expresiones las cuales son más recientes y a diferencia de las expresiones de otros autores toma como variable de la relación de Poisson.

$$FE_v = 1 + 0.6(1 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right) \quad (3.53)$$

$$FE_h = 1 + 0.55(2 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right) \quad (3.54)$$

$$FE_r = 1 + 1.2(1 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right) + 0.2(2 - \nu) \left(\frac{D}{R_h} \right)^3 \quad (3.55)$$

donde,

FE_h factor de empotramiento horizontal

FE_r factor de empotramiento de rotación

FE_v factor de empotramiento vertical

R_h, R_r radio equivalente de desplazamiento horizontal y giro

3.4 Procedimiento de evaluación de inestabilidad por socavación

El análisis de un puente que sufre pérdida de empotramiento por socavación es muy amplio. El análisis hidrológico, hidráulico y de socavación los podemos estudiar en el capítulo dos de este trabajo en la sección 2.6. A continuación, se muestra el análisis geotécnico y estructural ya que son de gran importancia para determinar las rigideces del terreno y poder evaluar la interacción suelo estructura.

3.4.1 Granulometría

Las características del suelo son un factor importante para el conocer la rigidez equivalente de este, por lo tanto, es importante conocer sus propiedades. Para ello es necesario realizar pruebas de campo para obtener los datos más representativos que nos servirán para el desarrollo de nuestro análisis.

3.4.2 Diámetro de la partícula

Este factor es determinante para conocer el nivel de socavación local que presente un puente, siendo el tamaño de la partícula lo que define la rapidez con la que se manifiesta la pérdida de empotramiento en la cimentación de los puentes, ya que si hablamos de un material fino será socavado con mayor facilidad que un material más grueso.

3.4.3 Módulo de rigidez al cortante

Este es el primer factor que se determina para comenzar un análisis de rigidez equivalente del suelo por eso es de gran interés conocerlo. Se obtiene de cuatro tipos de suelo en análisis paramétricos. Los tipos de suelos son: 1) arcilla con arena, 2) arena limosa, 3) arena y grava suelta 4) arena y grava densa. Para ello es necesario realizar pruebas de campo para obtener los datos más representativos que nos servirán para el desarrollo de nuestro análisis. Sin embargo, para suelos arenosos, al igual que para gravas, conseguir muestras inalteradas es prácticamente imposible.

La determinación de la velocidad de propagación de las ondas de corte (VS) es de gran utilidad en la geotecnia, ya que con este valor se puede determinar el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G), interfiere en la densidad en campo, estima el estado de esfuerzos y evalúa la alteración de una muestra (Stokoe et al., 1989). Para obtener el módulo de cortante (G) por medio de la variable (VS) se muestra a continuación:

$$G = \rho VS^2 \quad (3.56)$$

donde,

ρ resistencia a la penetración estándar

VS velocidad en metros

Como G depende de la velocidad de onda de cortante del suelo estudiado, esta última se apoya de las pruebas de penetración estándar, de las cuales Otha y Goto (1978) desarrollaron expresiones que nos ayudan a conocer la velocidad de onda de la siguiente manera:

- Para arcillas:

$$VS = 62.14N^{0.219} D^{0.23} \quad (3.57)$$

- Para arenas:

$$VS = 96N^{0.17} D^{0.2} \quad (3.58)$$

donde,

N resistencia a la penetración estándar

D profundidad en metros

3.4.4 Empuje hidrodinámico y acción del viento

Dentro de un análisis estructural de puentes que sufren socavación es necesario considerar el empuje hidrodinámico y para mostrar un entorno más desfavorable se consideraran las acciones del viento.

El origen de las fuerzas estructurales debido al flujo de fluidos (agua o aire) surgen de la ecuación de Bernoulli mezcladas con coeficientes de corrección.

Para calcular la presión que ejerce el flujo del agua sobre la estructura, el reglamento del AASHTO (2012) utiliza la siguiente ecuación:

$$P = 5.14 \times 10^{-4} (CdVa^2) \quad (3.59)$$

donde,

Cd coeficiente de arrastre el cual se muestra en la tabla 4.1

Va velocidad de diseño del agua (m/s)

Tabla 4.1 Coeficientes Cd para pilas definidas por el AASHTO (2012)

Tipo	Cd
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Pilar con flujo desviado	1.4
Pilar con cuña con de 90° o menos	0.8

Si las estructuras tienen cierto ángulo con respecto a la corriente, es necesario hacer correcciones.

Ahora bien, para calcular las acciones del viento se tomaron los lineamientos de la secretaria de comunicaciones y transportes SCT (2001). Para calcular la presión del viento sobre la superestructura esta se calcula considerando la presión de 0.98 kpa (100 kg/m²), lo que equivale al 50 % de lo estipulado por la SCT (2001) actuando en toda el área descubierta de puente, por tal motivo la única área expuesta es la de la superestructura ya que, para nuestro análisis, el tirante del cauce cubre toda la subestructura. La probabilidad de que se presente una avenida máxima y un fuerte empuje de viento es muy poca, sin embargo, se trata de proponer una un entorno poco favorecedor para analizar la interacción suelo y la estructura.

3.4.5 Cálculo de las rigideces equivalentes del suelo y sus factores de empotramiento por distintos métodos

Veletsos y Wei (1971) y Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2004).

El método de Veletsos y Wei (1971) fue desarrollado a principios de los años 70's el cual utiliza funciones simples al tratar de encontrar la rigidez equivalente del suelo, utilizando solo 3 grados de modos de vibración, despreciando la torsión y suponiendo que la respuesta del suelo de manera vertical es infinitamente rígida.

Dicho método es tomado en cuenta por las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo (2004), utilizando las mismas expresiones para encontrar la rigidez estática del suelo, no obstante, éstas ya incluyen un factor de empotramiento, el cual corresponde a las expresiones desarrolladas por Elsabee y Morray (1977).

El reglamento indica que únicamente deben tomarse en cuenta los efectos de interacción cuando las estructuras estén ubicadas en terrenos de mediana y baja rigidez. Por otra parte, señala que se deberán tomar en cuenta los efectos de la ISE cuando se tenga:

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} < 2.5 \quad (3.60)$$

donde,

Hs es el espesor de la estratigrafía

He es la altura efectiva de la estructura

Ts es el periodo dominante del sitio

Te es el periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida

La figura 4.1 muestra la relación que tiene las expresiones de rigidez estática con respecto al sistema de interacción suelo-estructura.

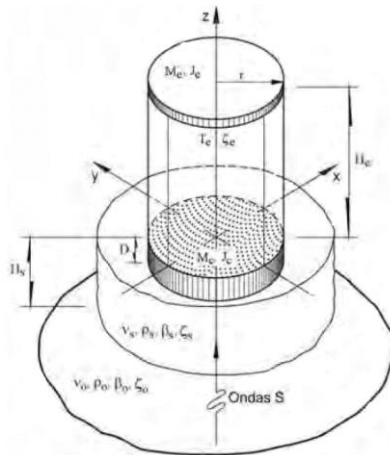


Figura 4.1 sistema de suelo-estructura equivalente

La rigidez equivalente de una cimentación empotrada, es igual al producto de la rigidez estática del suelo y el factor de empotramiento. La fórmula 334 muestra lo mencionado anteriormente:

$$K_v^0 = \text{Rigidez estática} * \text{Factor de empotramiento}$$

$$K_H^E = (K_u)_{FL/E} = K_u \left(1 + \frac{2e}{3r}\right) \left(1 + \frac{5e}{4d_s}\right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r}{d_s}\right) \quad (3.61)$$

Si sustituimos la expresión 3.10 en la 4.6 obtenemos lo siguiente:

$$K_H^0 = \frac{8GR_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \quad (3.62)$$

el mismo procedimiento se aplica para la ecuación de giro, quedando de la siguiente forma:

$$K_R^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H}\right)$$

La diferencia entre Veletsos y Wei (1971) y los reglamentos fue sumarle un modo de vibración vertical, para el cual utilizo la fórmula 3.12 y le agrego un factor de empotramiento, donde este último es una función de aproximación.

$$K_v^0 = \frac{4GR_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right] \quad (3.63)$$

donde,

R_h, R_r, R_v Radios de las cimentaciones circulares equivalentes a la superficie de desplante para el modo de traslación horizontal traslación vertical y rotación

H_s espesor de la estratigrafía

D profundidad de desplante de la cimentación

Pais y Kausel (1988)

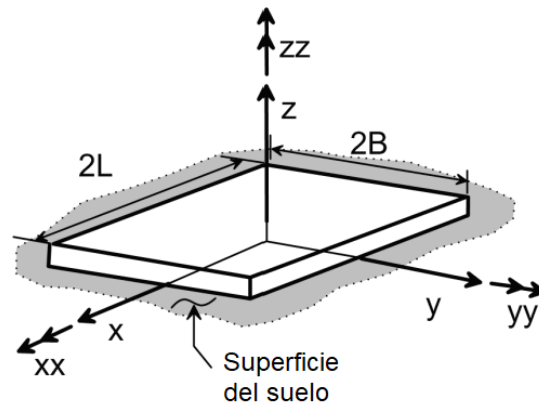


Figura 4.2 Alineación de la cimentación con respecto a los ejes X, Y.

Por el año en que se presentó la investigación este es el método ocupa el segundo lugar, el cual es un método empírico de aproximación, que se realiza de manera práctica. La figura 4.2 muestra la alineación de la cimentación con respecto a los ejes. A continuación, se muestran en la tabla 4.2 las rigideces estáticas con su respectivo factor de empotramiento, para cimentaciones rectangulares.

Para $L \geq B$:

Rigideces estáticas	Factores de empotramiento
$K_z = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.10 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_V^S = \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_y^S = \left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
$K_x = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_x^S = \eta_y$
$K_{yy} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy}^S = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35+(L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$

$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx}^S = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$
---	--

Tabla 4.2 Rigideces y factores de empotramiento para cimentaciones rectangulares

Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)

Las expresiones expuestas por Gazetas en 1991 fueron retomadas por Mylonakis en el 2006, realizando algunas adecuaciones a las expresiones para que estas fueran más sencillas. Al igual que el método anterior, la alineación de la cimentación con respecto a los ejes se muestra en la figura 4.2. A continuación, se muestra las expresiones de rigidez y empotramiento simplificadas por Mylonakis.

Para $L \geq B$

Vertical $K_z = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$ (3.64)

Horizontal $K_y = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$ (3.65)

$$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75 - \nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$$

Torsión $K_{zz} = GJ_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$ (3.66)

Giro $K_{yy} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.15} \right]$ (3.67)

$$K_{xx} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$
 (3.68)

donde:

I_i = momento de inercia del área de contacto entre el suelo y la cimentación.

$J_t = I_x + I_y$ momento polar de inercia de la superficie de contacto entre el suelo y la cimentación.

G = módulo de córtate

Así mismo, el método desarrollado por Mylonakis (2006) consideró sus propias funciones para los factores de empotramiento, las cuales se indican a continuación.

$$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \quad (3.69)$$

$$\eta_y = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right] \quad (3.70)$$

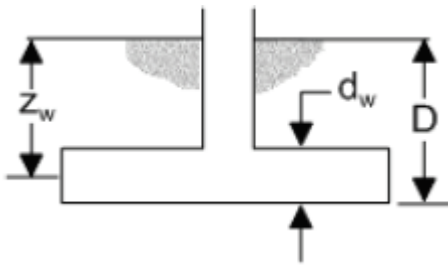
$$\eta_x = \eta_y$$

$$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9} \quad (3.71)$$

$$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right] \quad (3.72)$$

$$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \left(\frac{d_w}{B} \right) \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (3.73)$$

donde:



d_w altura del contacto efectivo de la pared lateral (puede ser menor que la altura total de la base)

z_w profundidad al centroide del contacto efectivo de la pared lateral

A_w área de contacto efectivo

$$\text{Vertical} \quad K_{z \text{ emp}} = K_{z \text{ sur}} \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right] \quad (3.74)$$

$$\text{Horizontal} \quad K_{y \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right] \quad (3.75)$$

$$K_{x \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} \quad (3.76)$$

$$\text{Giro} \quad K_{rx \text{ emp}} = K_{rx \text{ sur}} \left[1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \right] \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right] \quad (3.77)$$

$$K_{ry \text{ emp}} = K_{ry \text{ sur}} \left[1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \right] \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{d_w}{L} \right)^{-0.6} \right] \quad (3.78)$$

$$K_{t \text{ emp}} = K_{t \text{ sur}} \left[1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9} \right] \quad (3.79)$$

EN EL CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE LOS CRITERIOS PARA MODELAR RIGIDECES EQUIVALENTES DEL SUELO Y FACTORES DE EMPOTRAMIENTO

Se seleccionó el puente Jaltepec debido a que es una estructura que se encuentra actualmente en funcionamiento y se ubica dentro de nuestro país. Dicha estructura está siendo afectada por el fenómeno de socavación –a tal grado que ya se puede observar la cimentación del puente–, es por ello que me incliné hacia el estudio de la estabilidad estructural en puentes con cimentaciones superficiales, como es el caso de Jaltepec.

En sí, este puente cumple con las características que se requieren para analizar la interacción suelo-estructura, y esto me permitió desarrollar tres de los distintos métodos de rigideces equivalentes del suelo que existen.

El puente Jaltepec fue modelado en el programa SAP2000, colocando resortes a la cimentación para de esta forma simular la rigidez del suelo en los distintos niveles de socavación. Para ello se desarrollaron las rigideces equivalentes del suelo en cada grado de socavación –esto por medio de los tres métodos antes mencionados–. Gracias a esta modelación me fue posible comprender el comportamiento del puente ante ciertas circunstancias y variaciones sobre la estabilidad estructural.

En el modelo pudo observarse el comportamiento a lo largo de distintos grados de socavación, mostrando distintos periodos de vibración y diferentes frecuencias naturales de la estructura para valorar la estabilidad estructural. También se analizó el empuje hidrodinámico y cómo influye el factor de distorsión en relación con las deformaciones de la pila.

4.1 Tipología de puente considerado (Puente Jaltepec)

El puente Jaltepec (figura 4.1) se ubica en el km 135+300 de la carretera Coatzacoalcos – Salina Cruz, tramo Coatzacoalcos Lim. Ver. /Oax.



Figura 4.1 Puente Jaltepec

El puente tiene una longitud total de 145.66 m con dos apoyos centrales y dos estribos, por ende, tiene tres claros. El primero de 43.77 m, el segundo de 57.96 m y el tercero de 43.92 m; medidos en sentido contrario al kilometraje creciente. Los estribos y las pilas son de concreto reforzado. La “superestructura” está formada por traveses tipo cajón de sección variable apoyadas sobre placas de neopreno de 5 cm de espesor colocadas sobre las pilas y los estribos. Las pilas son de sección rectangular con una sección uniforme. El peralte de las traveses cajón comienza con una altura de 4.5 m y se va reduciendo con forma parabólica hasta llegar a 1.5 m por lo que el peralte total de la superestructura considerando la traveses cajón y la carpeta de rodamiento es de 4.55 m. El ancho de la calzada es de 8.25 m, y el ancho total es de 9.25 m. El puente cuenta con parapetos de 0.80 m de ancho. La planta y la elevación del puente se presentan en las figuras 4.2, 4.3 y 4.4.

El puente está conformado por una cimentación superficial a base de zapatas rectangulares de 9.2 m de largo por 2 m de ancho y una profundidad de 4 metros.

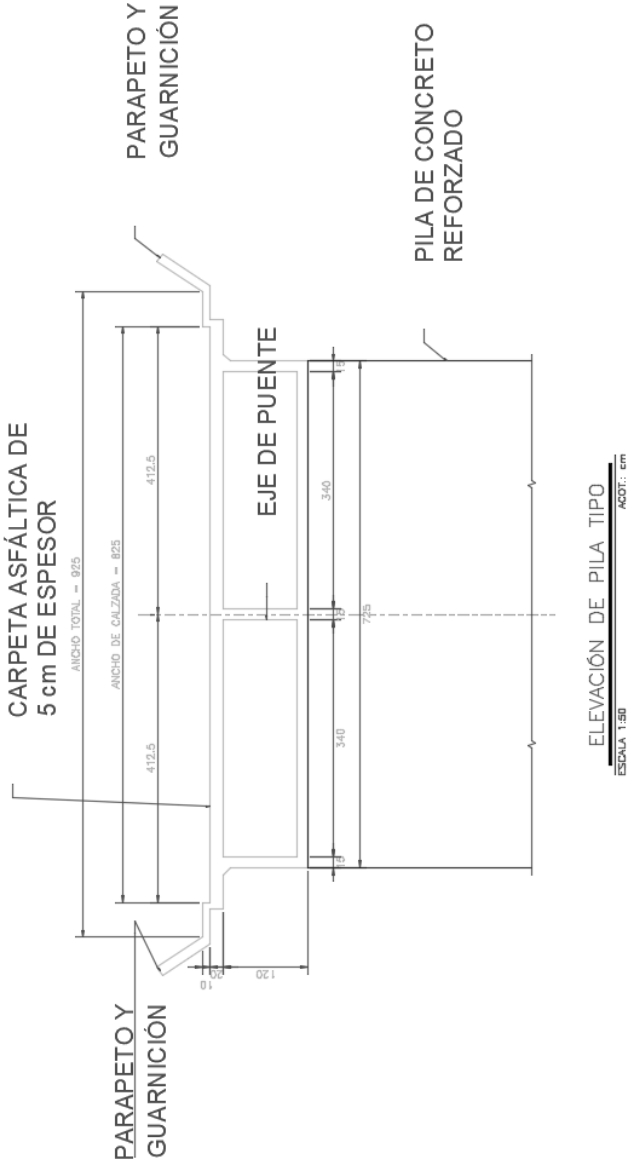


Figura 4.2 Vista en corte de la superestructura (vigas cajón de sección variable)

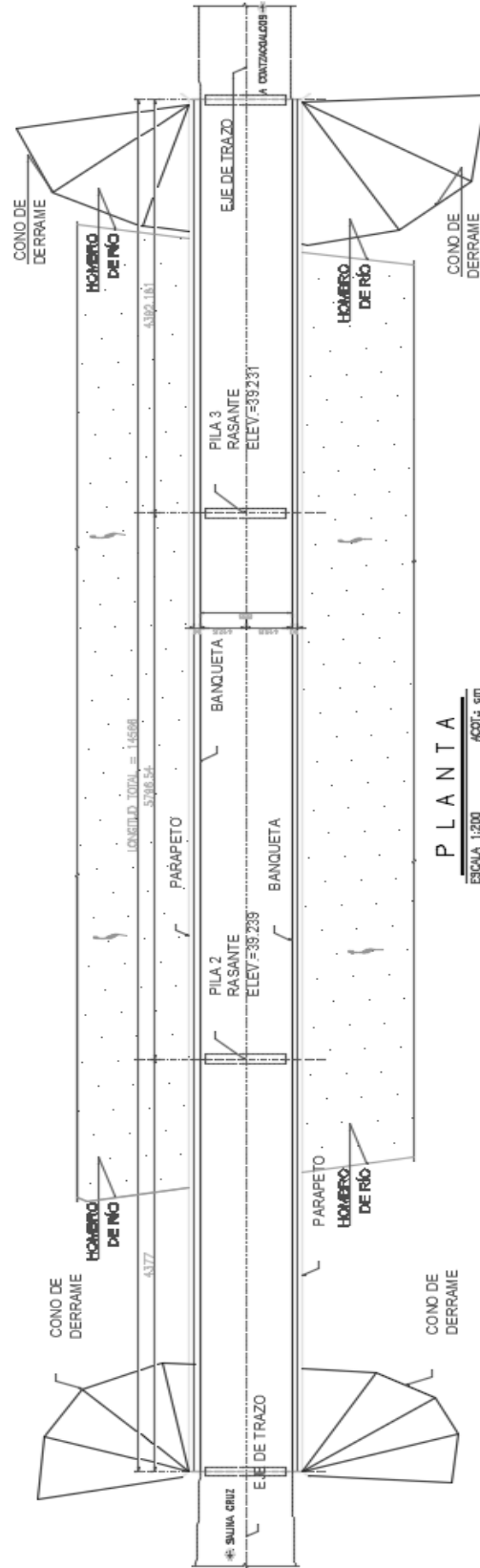


Figura 4.3 Vista en planta del puente Jaltepec

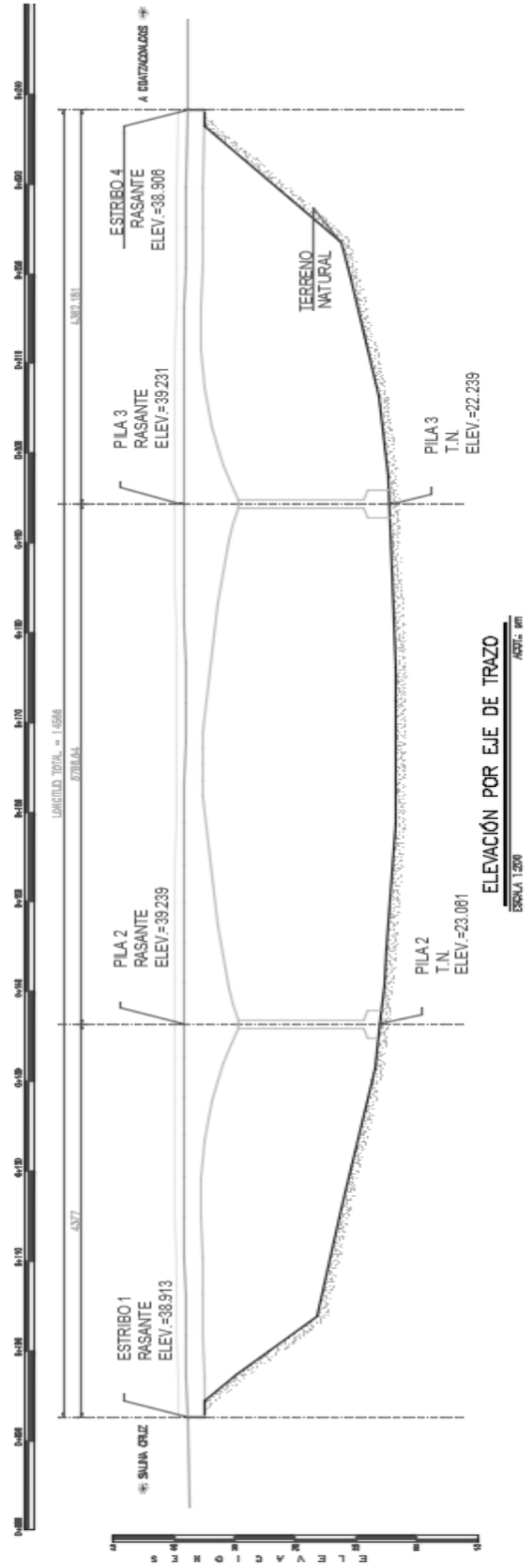


Figura 4.4 Vista en corte del puente Jaltepec

En las figuras 4.5 y 4.6 se muestra la cimentación junto con la subestructura del puente Jaltepec:

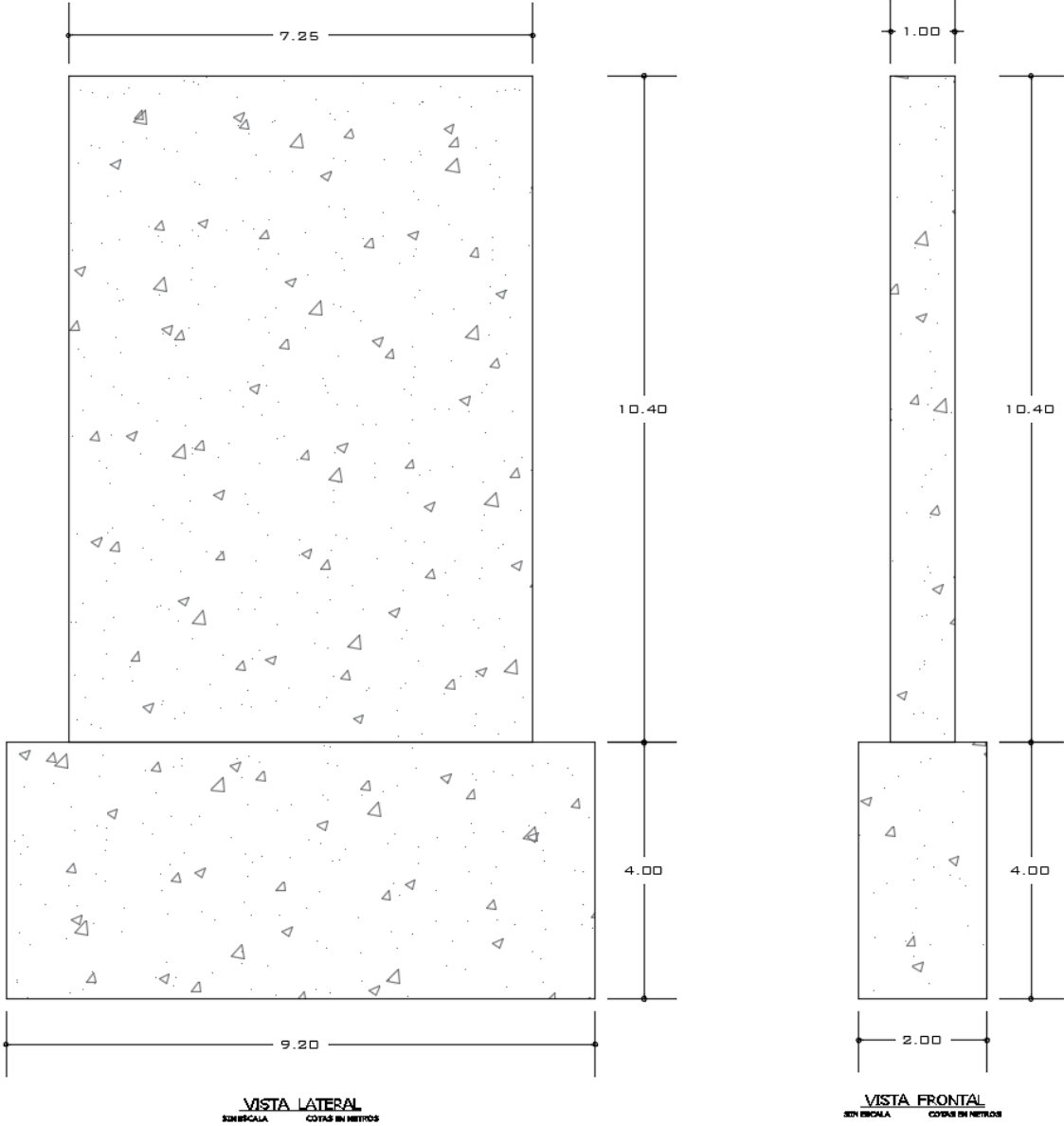


Figura 4.5 vistas laterales de la subestructura y la cimentación

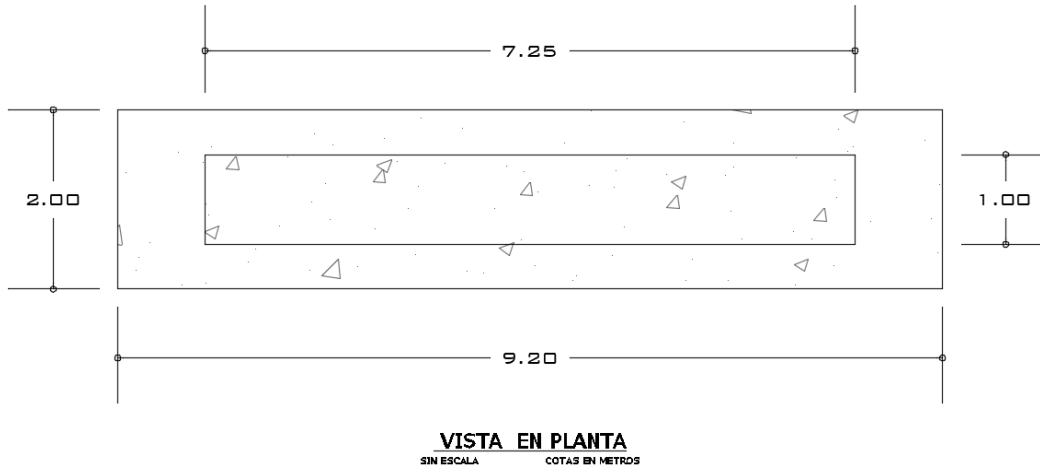


Figura 4.6 Vista en planta de la subestructura y la cimentación

4.2 Modelado del puente Jaltepec

Debido a la forma parabólica de la superestructura incluyendo la losa, se modeló por medio de elementos placa. Las pilas y la cimentación se modelaron por medio de elementos sólidos. Para simular la rigidez equivalente del suelo en contacto con la cimentación utilizaremos el método de resorte (análisis de subestructura).

Cabe mencionar que el puente cuenta con apoyos simples en los estribos, por lo tanto, no tienen restricciones al desplazamiento en el plano XY.

La figura 4.7 nos muestra el modelo del puente Jaltepec visto desde el programa SAP2000 donde se observa la geometría de la superestructura, la subestructura y la cimentación. Dicho modelo fue sometido al empuje del viento y el empuje hidrodinámico.

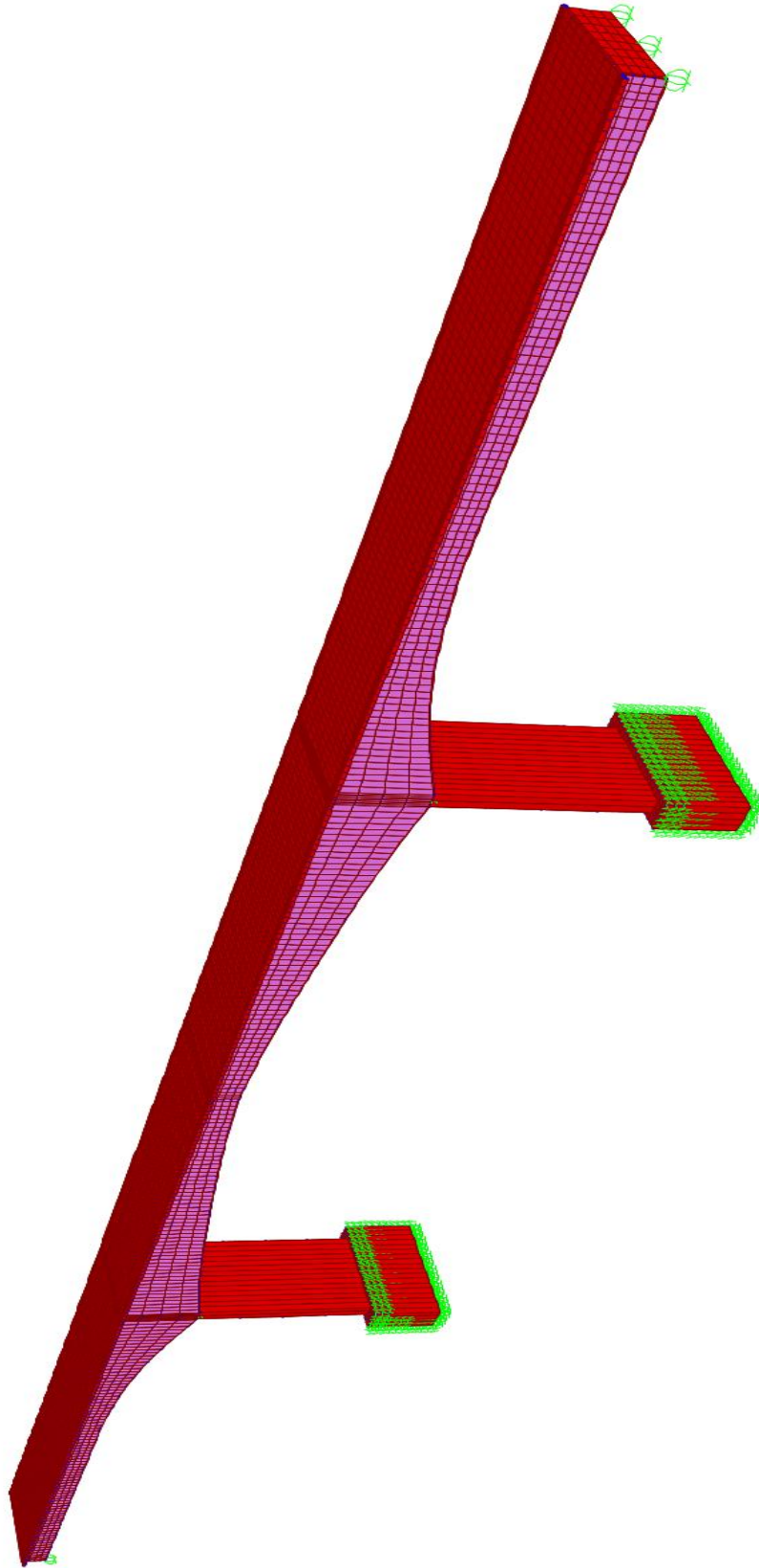


Figura 4.7 Modelo SAP2000 del puente Jaltepec

la figura 4.8 nos muestra una vista transversal del puente donde podemos observar la forma parabólica que tiene la subestructura.

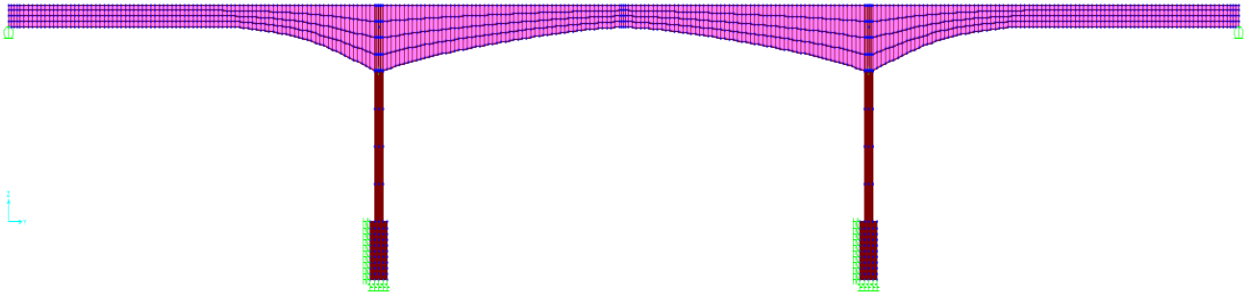


Figura 4.8 vista del plano YZ del modelo del puente Jaltepec

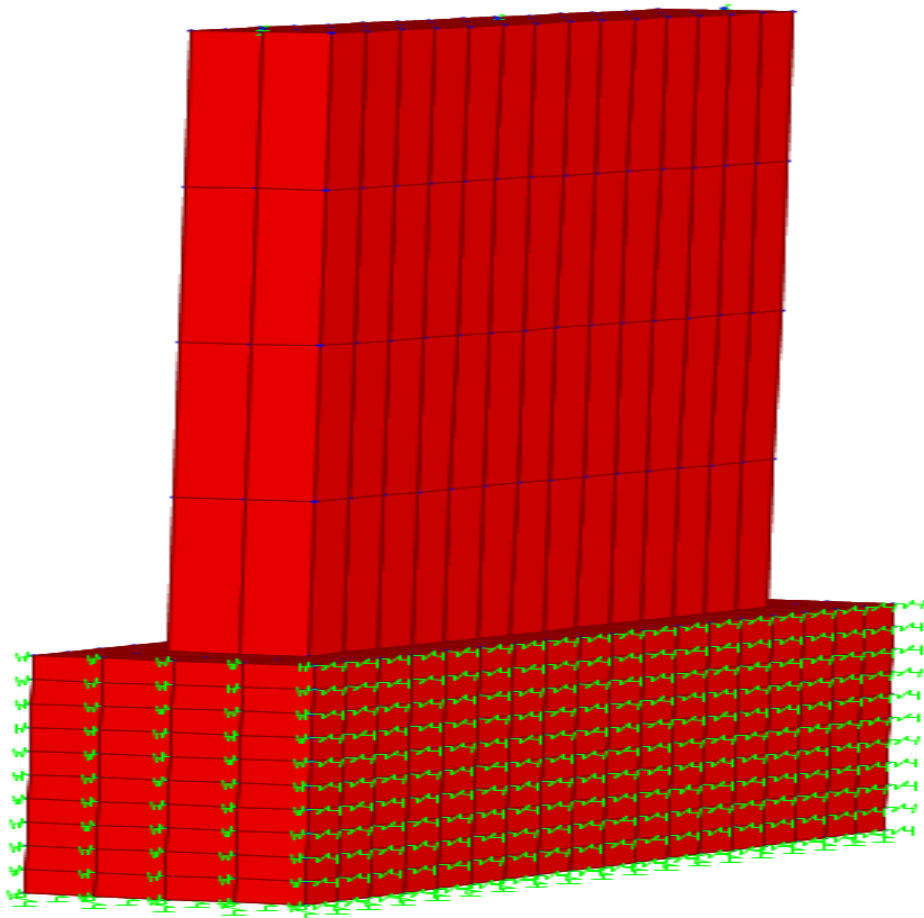


Figura 4.9 Vista de la subestructura en 3D del puente Jaltepec

La figura 4.9 muestra cómo se modelaron los efectos de la socavación en cimentaciones superficiales, la pérdida de suelo a cada 40 cm, para lo cual, se fueron retirando líneas de resortes horizontales hasta dejar descubierta la cimentación. La colocación de resortes en la cimentación es de manera homogénea, tratado de simular la rigidez estática del suelo. Una vez que se pierde el empotramiento, se analiza la rigidez del suelo por debajo de la cimentación, la cual está en relación al porcentaje del área de contacto de la cimentación.

4.3 Parámetros Hidrológico, hidráulico y de socavación.

Al momento de evaluar los parámetros que influyen en un puente con cimentación superficial se necesita conocer la capacidad del mismo para mantenerse estable. Por lo cual se decidió omitir el análisis hidrológico, hidráulico y de socavación y asignar los valores en un rango que va desde lo menos perjudicial hasta lo más desfavorable, con la intención de observar el comportamiento de este tipo de puentes en diferentes entornos. De la tabla 4.5 a la 4.9 se pueden observar los valores asignados a la velocidad de corriente y el área hidráulica en función a la pérdida de empotramiento debido a la presencia de socavación, tomando en cuenta los siguientes en cada parámetro.

Hidrológico: el gasto máximo de diseño tendrá un tirante que va desde el lecho del río hasta donde termine la subestructura, tratando de cubrir toda el área hidráulica posible, sin tocar la superestructura.

Hidráulico: las velocidades que presentan el gasto máximo van desde 1 m/s hasta los 5 m/s en intervalos de uno en uno, para observar cómo evoluciona la interacción suelo-estructura al aumentar la velocidad del cauce.

Socavación: la socavación inicia con un empotramiento total de la cimentación y de ahí se irá reduciendo en intervalos de 0.40m hasta dejarla descubierta. Una vez que se termine el empotramiento se analizará la pérdida de apoyo que sufre la cimentación, debido a la presencia de un socavón por debajo de ésta.

4.4 Rigideces equivalentes del suelo bajo diferentes criterios

Los sondeos realizados en el puente indican que la profundidad máxima de la cimentación superficial es de 4 m, la cual descansa sobre un sólo tipo de estrato, por tanto, el módulo de cortante se mantiene constante.

Figura 4.10 Imagen de la estratigrafía bajo el Puente Jaltepec (SCT)

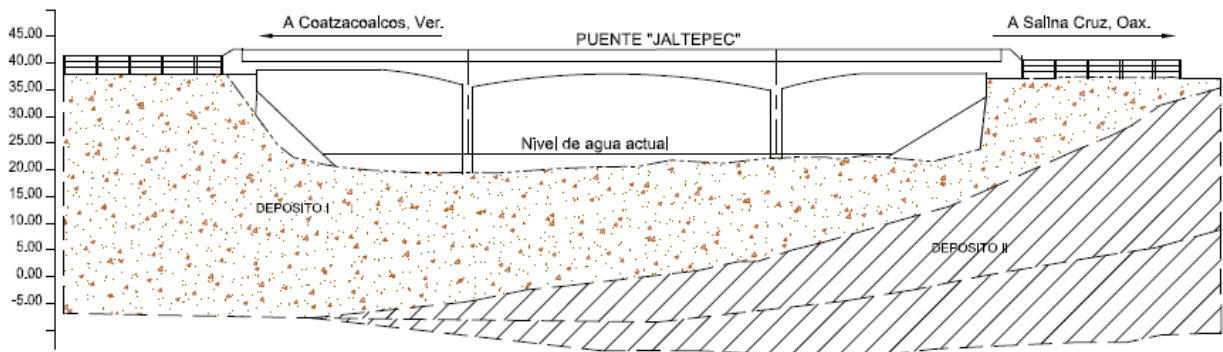


Tabla 4.1 Características Físico mecánicas del suelo.

SUCS	DESCRIPCION DEL DEPOSITO	γ , t/m ³	c , t/m ²	ϕ , °	E , kg/cm ²	ν	Q_s , t/m ²	mv , cm ² /kg	D_{60}	D_{10}	Espesor, m
SP-SW	I. Arena color café en estado suelto a semicompacto, con lentes de grava de color café y pequeñas vetas de limo del mismo color. Material de compresibilidad media y consistencia media con zonas as densas.	1.36	1.36	20°	26.75	0.31	2.36	0.03	2.00	0.18	VARIABLE
CL	II. Arcilla de baja y alta plasticidad color gris claro a gris oscuro, de consistencia muy firme a dura y compresibilidad baja a muy baja.	1.80	12.56	28°	125.88	0.40	10.56	0.00			VARIABLE

El primer paso para conocer la rigidez estática del suelo es conocer la estratigrafía donde se encuentra ubicado del puente Jaltepec, la cual solo presenta dos estratos (figura 4.10), así mismo se pueden apreciar sus propiedades físico-mecánicas de ambos estratos en la tabla 4.1.

Para calcular el módulo resistente al cortante del material, necesitamos conocer la velocidad de onda de corte. Como se tienen los resultados de las pruebas de penetración estándar de los materiales del suelo, se utiliza una ecuación que está en función del valor de la resistencia a la penetración y del espesor del estrato, para ello se utiliza la ecuación para arenas propuesta por Ohta y Goto (1978):

$$VS = 96N^{0.17}D^{0.2}$$

$$VS = 96(25.2)^{0.17}4^{0.2}$$

$$VS = 138.594 \frac{m}{s}$$

Ahora bien, una vez calculado la velocidad de onda de corte se procede a calcular el módulo resistente al corte del material, utilizando la siguiente ecuación:

$$G = 6Vs^2$$

$$6 = \frac{1.36 \frac{t}{m^3}}{9.81 \frac{m}{s^2}} = 0.131268 \frac{ts^2}{m^4}$$

$$G = (0.1381268 \frac{ts^2}{m^4})(138.594)^2$$

$$G = 2653.182 \text{ t/m}^2$$

Para calcular la rigidez equivalente del suelo que está en contacto con la cimentación utilizaremos el método llamado “enfoque de la subestructura” o de “resorte equivalente”.

Para el análisis de las rigideces se realiza una comparación entre tres metodologías, para juzgar la más adecuada para el análisis de puentes.

En seguida, se enuncian los documentos que contienen los métodos que a mi consideración resultan más representativos y prácticos en su aplicación, además de que recuperan los hallazgos más significativos que se tienen en relación al tema de interacción suelo-estructura desde sus inicios hasta la actualidad.

- Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2004), o de Veletsos y Wei (1971)
- Pais y Kausel (1988)
- Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)

Así mismo se describen los resultados obtenidos al desarrollar los tres métodos que me permitieron encontrar la rigidez equivalente del suelo y su factor de empotramiento en el puente Jaltepec.

Normas técnicas complementarias para diseño por sismo 2004

(NTC-SISMO, 2004)

Para desarrollar este método, en un primer momento fue necesario calcular los radios equivalentes, ya que el puente Jaltepec posee una cimentación rectangular, para lo cual se utilizaron las expresiones (3.8) y (3.9):

Para el modo de vibración horizontal y vertical:

$$R_h = \sqrt{\frac{Af}{\pi}} = \sqrt{\frac{2B * 2L}{\pi}}$$

$$r_1 = \sqrt{\frac{2 * 4.6}{\pi}}$$

$$r_1 = 2.4193$$

Para el modo de vibración giro en x:

$$R_h = \sqrt[4]{\frac{4 * If}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4 * \frac{(2L)(2B)^3}{12}}{\pi}}$$

$$R_h = \sqrt[4]{\frac{4 * \frac{(2 * 4.6)(2 * 1)^3}{12}}{\pi}}$$

$$r_{2X} = 1.6717$$

Para el modo de vibración giro en y:

$$R_{ry} = \sqrt[4]{\frac{4 * If}{\pi}} = \sqrt[4]{\frac{4 * \frac{(2B)(2L)^3}{12}}{\pi}}$$

$$R_{ry} = \sqrt[4]{\frac{4 * \frac{(2 * 1)(2 * 4.6)^3}{12}}{\pi}}$$

$$r_{2X} = 3.5853$$

Una vez calculados los radios equivalentes de la cimentación, se procedió a calcular las rigideces equivalentes del suelo que rodea la cimentación del puente con sus factores de empotramiento.

Para obtener la rigidez horizontal:

$$K_H^0 = \frac{8GR_x}{2 - \nu} \left(1 + \frac{R_x}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_x}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$$

$$K_H^0 = \frac{8(2653.182)(2.4201)}{2 - 0.31} \left(1 + \frac{2.4201}{2 * 28}\right) \left(1 + \frac{2 * 4}{3 * 2.4201}\right) \left(1 + \frac{5 * 4}{4 * 28}\right)$$

$$K_H^0 = 78,549.354 \text{ t/m}^2$$

Para obtener la rigidez rotacional de la cimentación:

$$K_R^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1 - 0.31)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H}\right)$$

$$K_R^0 = \frac{8(2653.182)(1.6717)}{3(1 - 0.31)} \left(1 + \frac{1.6717}{6 * 28}\right) \left(1 + \frac{2 * 4}{1.6717}\right) \left(1 + 0.71 \frac{4}{28}\right)$$

$$K_{Rx}^0 = 308,281.956 \text{ t/m}^2$$

$$K_R^0 = \frac{8GR_r^3}{3(1 - 0.31)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H}\right)$$

$$K_R^0 = \frac{8(2653.182)(3.5853)}{3(1 - 0.31)} \left(1 + \frac{3.5853}{6 * 28}\right) \left(1 + \frac{2 * 4}{3.5853}\right) \left(1 + 0.71 \frac{4}{28}\right)$$

$$K_{Ry}^0 = 1,717,844.987 \text{ t/m}^2$$

Para obtener la rigidez vertical:

$$K_v^0 = \frac{4(2653.182)(1.6717)}{1 - 0.31} \left(1 + 1.28 \frac{1.6717}{28}\right) \left(1 + 0.5 \frac{4}{1.6717}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{4}{1.6717}\right) \frac{4/28}{1 - 4/28}\right]$$

$$K_v^0 = 8,378.713 \text{ t/m}^2$$

De acuerdo al procedimiento descrito se obtuvieron las rigideces equivalentes del puente cuando la cimentación de este está completamente empotrada, ahora bien, para obtener la interacción suelo estructura del puente Jaltepec se aplicó el mismo procedimiento para calcular la rigidez del suelo en los distintos niveles de socavación para muestra de ello se presenta la tabla 4.2 con los resultados obtenidos en los diferentes niveles.

Tabla 4.2 Valores de las Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (2004)

Rigideces equivalentes del reglamento de la Ciudad de México (NTC-Sismo 2004)								
Socavación (m)	FE _H	FE _V	FE _{Rx}	FE _{Ry}	KH (t/m2)	KV (t/m2)	KRX (t/m2)	KRY (t/m2)
>4	2.5843	2.1594	6.4359	3.6350	78549.3645	80378.7132	1200658.8653	6690452.5842
4.00	2.5843	2.1594	6.4359	3.6350	78549.3645	80378.7132	1200658.8653	6690452.5842
3.60	2.4117	2.0606	5.8491	3.3528	73303.7759	76700.1135	936982.7021	5298934.7804
3.20	2.2432	1.9591	5.2722	3.0753	68182.9703	72924.2202	726370.0598	4180092.7548
2.80	2.0788	1.8556	4.7051	2.8024	63186.9477	69070.7245	559265.6106	3286303.7086
2.40	1.9186	1.7505	4.1478	2.5341	58315.7080	65158.0870	427324.0178	2575669.2890
2.00	1.7624	1.6442	3.6003	2.2704	53569.2514	61203.6321	323366.9315	2011815.5355
1.60	1.6104	1.5373	3.0627	2.0113	48947.5777	57223.6344	241339.9837	1563692.8273
1.20	1.4624	1.4301	2.5348	1.7569	44450.6869	53233.3968	176269.7835	1205375.8304
0.80	1.3186	1.3230	2.0167	1.5071	40078.5792	49247.3220	124220.9124	915863.4441
0.40	1.1788	1.2164	1.5084	1.2619	35831.2544	45278.9779	82252.9194	678878.7486
0.00	1.0432	1.1106	1.0100	1.0213	31708.7126	41341.1570	48377.3167	482668.9516
% de apoyo de cimentación	PÉRDIDA ABSOLUTA DE EMPOTRAMIENTO							
95%	1.0421	1.1077	1.0098	1.0205	30845.8372	40154.8821	46485.6220	428050.6092
84%	1.0396	1.1013	1.0095	1.0187	28920.1337	37518.9144	42342.8025	323212.9548
73%	1.0368	1.0942	1.0092	1.0168	26834.9535	34682.7357	37985.1282	233135.2982
61%	1.0338	1.0866	1.0088	1.0148	24592.5249	31653.9847	33456.2719	159161.2236
50%	1.0306	1.0782	1.0084	1.0127	22149.3983	28379.7241	28720.2335	100609.1155
39%	1.0269	1.0688	1.0078	1.0105	19415.8472	24748.4349	23685.5444	56395.1802
27%	1.0226	1.0579	1.0072	1.0081	16277.5160	20622.2551	18283.3090	25927.9347
22%	1.0202	1.0516	1.0068	1.0068	14475.7868	18274.4954	15382.5827	15440.4337

Pais y Kausel (1988)

En un segundo momento se empleó este método para el cálculo de rigideces equivalentes con sus respectivos factores de empotramiento, para cimentaciones rectangulares con la condición de $L \geq B$, y para obtener dichas expresiones se desarrolló el método de la siguiente manera:

Primeramente, para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "z":

$$K_z = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.10 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad K_V^S = \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$$

$$K_z = \frac{(2653.182)(1)}{1-0.31} \left[3.10 \left(\frac{4.6}{1} \right)^{0.75} + 1.6 \right] \quad K_V^S = \left[1 + \left(0.25 + \frac{0.25}{\frac{4.6}{1}} \right) \left(\frac{4}{1} \right)^{0.8} \right]$$

$$K_z = 83,813.029 \text{ t/m}^2 \quad K_V^S = 1.9226$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "y":

$$K_y = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right] \quad K_y^S = \left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$$

$$K_y = \frac{(2653.182)(1)}{2-0.31} \left[6.8 \left(\frac{4.6}{1} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{4.6}{1} \right) + 1.6 \right] \quad K_y^S = \left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1+\frac{4.6}{1}} \right) \left(\frac{4}{1} \right)^{0.8} \right]$$

$$K_y = 101,057.967 \text{ t/m}^2 \quad K_y^S = 2.7258$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "x":

$$K_x = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad K_x = 88,733.757 \text{ t/m}^2$$

$$K_x = \frac{(2653.182)(1)}{2-0.31} \left[6.8 \left(\frac{4.6}{1} \right)^{0.65} + 2.4 \right] \quad K_y^S = \left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$$

$$K_y^S = \left[1 + \left(0.3 + \frac{2.34}{1 + \frac{4.6}{1}} \right) \left(\frac{4}{1} \right)^{0.8} \right]$$

$$K_y^S = 2.7258$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "yy":

$$K_{yy} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$$

$$K_{yy}^S = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{L}{B} \right)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$$

$$K_{yy} = \frac{(2653.182)(1)^3}{1-0.31} \left[3.73 \left(\frac{4.6}{1} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$$

$$K_{yy}^S = \left[1 + \frac{4}{1} + \left(\frac{1.6}{0.35 + \left(\frac{4.6}{1} \right)^4} \right) \left(\frac{4}{1} \right)^2 \right]$$

$$K_{yy} = 2,831,104.635 \text{ t/m}^2$$

$$K_{yy}^S = 5.0571$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "xx":

$$K_{xx} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$$

$$K_{xx}^S = \left[1 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$$

$$K_{xx} = \frac{(2653.182)(1)^3}{1-0.31} \left[3.2 \left(\frac{4.6}{1} \right) + 0.8 \right]$$

$$K_{xx}^S = \left[1 + \frac{4}{1} + \left(\frac{1.6}{0.35 + 4.6/1} \right) \left(\frac{4}{1} \right)^2 \right]$$

$$K_{xx} = 389,460,704 \text{ t/m}^2$$

$$K_{xx}^S = 6.5261$$

Haciendo referencia al proceso descrito se observa que el procedimiento es similar al método anterior sin embargo aquí no se calculan los radios equivalentes ya que este método está enfocado en cimentaciones rectangulares y no en circulares como en el método anterior.

A continuación, se muestra la tabla 4.3 donde se registraron los resultados obtenidos en los diferentes niveles de socavación.

Tabla 4.3 Valores de País y Kausel

Rigideces equivalentes de País Y Kausel (1988)												
Socavación (m)	FE _x	FE _y	FE _z	FE _{xx}	FE _{yy}	FE _{zz}	KX (t/m ²)	KY (t/m ²)	KZ (t/m ²)	KXX (t/m ²)	KYY (t/m ²)	KZZ (t/m ²)
>4	2.7258	2.7258	1.9226	6.5261	5.0571	5.0571	88733.7568	101057.9674	83813.0286	389460.7038	2831104.6349	4932454.3946
4.00	2.7258	2.7258	1.9226	6.5261	5.0571	5.0571	88733.7568	101057.9674	83813.0286	389460.7038	2831104.6349	4932454.3946
3.60	2.5863	2.5863	1.8480	6.0262	4.6463	4.6463	84192.5183	95885.9974	80561.9164	359626.0552	2601098.1192	4261993.2650
3.20	2.4436	2.4436	1.7718	5.5206	4.2366	4.2366	79548.9990	90597.5407	77237.5806	329457.3341	2371731.2663	3641689.3677
2.80	2.2973	2.2973	1.6936	5.0087	3.8280	3.8280	74787.5851	85174.8152	73828.8430	298908.0862	2143004.0760	3071542.7028
2.40	2.1468	2.1468	1.6131	4.4894	3.4206	3.4206	69887.6404	79594.3183	70320.9299	267917.6936	1914916.5485	2551553.2703
2.00	1.9912	1.9912	1.5299	3.9614	3.0143	3.0143	64820.7409	73823.6783	66693.4925	236403.8832	1687468.6837	2081721.0702
1.60	1.8291	1.8291	1.4433	3.4226	2.6091	2.6091	59545.4828	67815.7409	62916.8893	204248.8735	1460660.4815	1662046.1025
1.20	1.6587	1.6587	1.3521	2.8699	2.2051	2.2051	53996.4894	61496.0491	58944.3167	171270.5968	1234491.9421	1292528.3671
0.80	1.4762	1.4762	1.2546	2.2982	1.8023	1.8023	48056.4797	54731.0329	54691.8121	137151.3209	1008963.0653	973167.8641
0.40	1.2735	1.2735	1.1462	1.6957	1.4006	1.4006	41457.7802	47215.8416	49967.7457	101194.6327	784073.8513	703964.5934
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	32553.8679	37075.2670	43593.3574	59677.3709	559824.3000	484918.5552
% de apoyo de cimentación	PÉRDIDA ABSOLUTA DE EMPOTRAMIENTO											
95%	1	1	1	1	1	1	31578.8770	35801.9894	42133.9699	56755.0254	493068.5071	427169.1321
84%	1	1	1	1	1	1	29424.2049	33008.0416	38937.0038	50491.9776	366363.4338	318028.8062
73%	1	1	1	1	1	1	27126.2749	30059.5325	35572.8279	44118.1883	259390.9376	226496.8316
61%	1	1	1	1	1	1	24699.3549	26982.0334	32074.8492	37744.3990	173344.1286	153438.6146
50%	1	1	1	1	1	1	22112.6062	23745.3336	28414.8885	31376.7620	106908.3700	97545.8327
39%	1	1	1	1	1	1	19297.5039	20277.1404	24521.6931	24978.3635	58269.6587	57083.0081
27%	1	1	1	1	1	1	16173.7852	16500.3307	20328.4324	18579.9650	26013.8117	30635.7873
22%	1	1	1	1	1	1	14460.6982	14463.8381	18094.7429	15411.5272	15466.9717	22117.1340

Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)

Al igual que el método anterior de País y Kausel (1988) este es un procedimiento práctico de aproximación y de cimentaciones rectangulares para $L \geq B$. Se hace referencia a este método al final, porque es más reciente que los anteriores.

Primeramente, para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "z":

$$K_Z = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$$

$$K_Z \text{ emp} = K_Z \text{ sur} \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$$

$$K_Z = \frac{(2)(2653.182)(4.6)}{1-0.31} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{1}{4.6} \right)^{0.75} \right]$$

$$K_Z \text{ emp} = K_Z \text{ sur} \left[1 + \frac{1}{21} \frac{4}{1} \left(1 + 1.3 \frac{1}{4.6} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{108}{4(1)(4.6)} \right)^{2/3} \right]$$

$$K_Z = 106,007.449 \text{ t/m}^2$$

$$K_Z \text{ emp} = K_Z \text{ sur} 2.0541$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "y":

$$K_y = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$$

$$K_y = \frac{(2)(2653.182)(4.6)}{2-0.31} \left[2 + 2.5 \left(\frac{1}{4.6} \right)^{0.85} \right]$$

$$K_y = 134,871.255 \text{ t/m}^2$$

$$K_{y \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$K_{y \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{4}{1}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{2 \cdot 108}{1 \cdot 4.6^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$K_{y \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} 3.0120$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "x":

$$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$$

$$K_x = K_y - \frac{0.2}{0.75-0.31} (2653.182)(4.6) \left(1 - \frac{1}{4.6} \right)$$

$$K_x = 119,762.355 \text{ t/m}^2$$

$$K_{x \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{Z_w A_w}{B L^2} \right)^{0.4} \right]$$

$$K_{x \text{ emp}} = K_{y \text{ sur}} \left[1 + 0.15 \sqrt{\frac{4}{1}} \right] \left[1 + 0.52 \left(\frac{2 \cdot 108}{1 \cdot 4.6^2} \right)^{0.4} \right]$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "yy":

$$K_{yy} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.15} \right]$$

$$K_{yy} = \frac{(2653.182)}{1-0.31} (147.456)^{0.75} \left[3 \left(\frac{1}{4.6} \right)^{0.15} \right]$$

$$K_{yy} = 5,270,326.492 \text{ t/m}^2$$

$$K_{ry \text{ emp}} = K_{ry \text{ sur}} 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{d_w}{L} \right)^{-0.6} \right]$$

$$K_{ry \text{ emp}} = K_{ry \text{ sur}} 1 + 0.92 \left(\frac{4}{1} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{4}{4} \right)^{1.9} \left(\frac{4}{4.6} \right)^{-0.6} \right]$$

$$K_{ry \text{ emp}} = K_{ry \text{ sur}} 9.451$$

Para obtener la rigidez equivalente y el factor de empotramiento en eje "xx":

$$K_{xx} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$$

$$K_{xx} = \frac{(2653.182)}{1-0.31} (6.4)^{0.75} \left(\frac{4.6}{1} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{1}{4.6} \right) \right]$$

$$K_{xx} = 850,090.640 \text{ t/m}^2$$

$$K_{rx emp} = K_{rx sur} \left[1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \right] \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$$

$$K_{rx emp} = K_{rx sur} \left[1 + 1.26 \frac{4}{1} \right] \left[1 + \frac{4}{1} \left(\frac{4}{4} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{1}{4.6}} \right]$$

$$K_{rx emp} = K_{rx sur} 15.4396$$

La tabla 4.4 muestra el desarrollo de las ecuaciones de rigidez con su respectivo factor de empotramiento en los distintos casos de socavación.

Tabla 4.4 Valores del método de Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)

Rigideces equivalentes de Gazetas (1991) Y Mylonakis (2006)												
Socavación (m)	FE _x	FE _y	FE _z	FE _{xx}	FE _{yy}	FE _{zz}	KX (t/m2)	KY (t/m2)	KZ (t/m2)	KXX (t/m2)	KYY (t/m2)	KZZ (t/m2)
>4	3.0121	3.0121	2.0541	15.4396	9.4509	6.9349	103657.2472	116734.3691	88671.6951	850090.6402	5270326.4924	3624028.6977
4.00	3.0121	3.0121	2.0541	15.4396	9.4509	6.9349	103657.2472	116734.3691	88671.6951	850090.6402	5270326.4924	3624028.6977
3.60	2.8855	2.8855	1.9692	13.3119	8.0339	6.3980	99302.3535	111830.0736	85008.0508	732936.5684	4480127.5588	3343448.5858
3.20	2.7563	2.7563	1.8848	11.3223	6.7959	5.8550	94853.8601	106820.3701	81363.6396	623395.5866	3789726.4101	3059726.6870
2.80	2.6239	2.6239	1.8007	9.4744	5.7244	5.3053	90297.4360	101689.1197	77734.3474	521649.6767	3192236.4866	2772426.1219
2.40	2.4878	2.4878	1.7169	7.7719	4.8060	4.7476	85613.8867	96414.7064	74114.7200	427910.5931	2680064.7594	2480976.8093
2.00	2.3472	2.3472	1.6331	6.2193	4.0252	4.1804	80776.1991	90966.7090	70497.3495	342430.2625	2244635.5053	2184605.0108
1.60	2.2010	2.2010	1.5491	4.8224	3.3639	3.6018	75743.6151	85299.2275	66871.8527	265517.5192	1875898.1993	1882203.0508
1.20	2.0471	2.0471	1.4646	3.5883	2.7998	3.0083	70447.8709	79335.3865	63223.0606	197567.5120	1561328.3669	1572058.6706
0.80	1.8816	1.8816	1.3790	2.5268	2.3015	2.3942	64753.1909	72922.2808	59527.5129	139120.6632	1283450.9138	1251183.7584
0.40	1.6935	1.6935	1.2913	1.6530	1.8131	1.7472	58281.6924	65634.3553	55745.7960	91011.0136	1011058.7082	913028.8924
0.00	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	44738.1198	50382.1617	51802.3920	55058.9375	557650.4646	522579.5819
% de apoyo de cimentación	PÉRDIDA ABSOLUTA DE EMPOTRAMIENTO											
95%	1	1	1	1	1	1	33130.7656	37185.9132	41606.9959	52339.3886	491030.3411	452969.1010
84%	1	1	1	1	1	1	30367.7234	33809.0212	38226.7607	46510.9659	364582.7734	326914.3330
73%	1	1	1	1	1	1	27533.6723	30350.2663	34730.5479	40579.4866	257827.6798	227643.6397
61%	1	1	1	1	1	1	24670.3918	26862.2820	31161.2484	34648.0073	171955.7456	153116.4147
50%	1	1	1	1	1	1	21769.8227	23337.6122	27496.9583	28722.2534	105655.0059	98576.0225
39%	1	1	1	1	1	1	18796.0390	19736.7126	23672.4924	22767.8726	57115.1442	59242.6969
27%	1	1	1	1	1	1	15725.4353	16038.9932	19621.2330	16813.4918	24924.8516	31950.8218
22%	1	1	1	1	1	1	14144.9969	14148.0118	17478.5991	13864.9283	14399.4461	22229.5762

4.5 Cálculo de empuje hidrodinámico

El empuje hidrodinámico se calculó para poder aplicarse en la parte de la modelación del puente, cabe resaltar que que aplicó para los tres métodos con la

finalidad de conocer el comportamiento del puente ante la pérdida de socavación, en este sentido se utilizaron los parámetros de vulnerabilidad donde otorgaron valores arbitrarios y consecutivos para generar escenarios que el puente puede tener durante el periodo de su funcionamiento.

Por medio de la ecuación 3.59 se calcularon los empujes hidrodinámicos. De la tabla 4.5 a la 4.9 se presentan los valores que se le asignaron a la velocidad de la corriente y el área hidráulica en función a la pérdida de empotramiento debido a la presencia de la socavación.

Tabla 4.5 Cálculo del empuje Hidrostático con $v=1\text{m/s}$

Socavación (m)	Área (m ²)	V (m/s)	P (N/mm ²)	P (N/cm ²)	E (kg)	E (t)
>4	10.4	1	0.000756	0.00756	786.24	0.7862
4	10.4	1	0.000756	0.00756	786.24	0.7862
3.6	11.2	1	0.000756	0.00756	846.72	0.8467
3.2	12	1	0.000756	0.00756	907.2	0.9072
2.8	12.8	1	0.000756	0.00756	967.68	0.9677
2.4	13.6	1	0.000756	0.00756	1028.16	1.0282
2	14.4	1	0.000756	0.00756	1088.64	1.0886
1.6	15.2	1	0.000756	0.00756	1149.12	1.1491
1.2	16	1	0.000756	0.00756	1209.6	1.2096
0.8	16.8	1	0.000756	0.00756	1270.08	1.2701
0.4	17.6	1	0.000756	0.00756	1330.56	1.3306
0	18.4	1	0.000756	0.00756	1391.04	1.3910
0.475	18.4	1	0.000756	0.00756	1391.04	1.3910
1.493	18.4	1	0.000756	0.00756	1391.04	1.3910
2.529	18.4	1	0.000756	0.00756	1391.04	1.3910
3.565	18.4	1	0.000756	0.00756	1391.04	1.3910
4.6	18.4	1	0.000756	0.00756	1391.04	1.3910

Tabla 4.6 Cálculo del empuje Hidrostático con v=2m/s

Socavación (m)	Área (m ²)	V (m/s)	P (N/mm ²)	P (N/cm ²)	E (kg)	E (t)
>4	10.4	2	0.003024	0.03024	3144.96	3.1450
4	10.4	2	0.003024	0.03024	3144.96	3.1450
3.6	11.2	2	0.003024	0.03024	3386.88	3.3869
3.2	12	2	0.003024	0.03024	3628.8	3.6288
2.8	12.8	2	0.003024	0.03024	3870.72	3.8707
2.4	13.6	2	0.003024	0.03024	4112.64	4.1126
2	14.4	2	0.003024	0.03024	4354.56	4.3546
1.6	15.2	2	0.003024	0.03024	4596.48	4.5965
1.2	16	2	0.003024	0.03024	4838.4	4.8384
0.8	16.8	2	0.003024	0.03024	5080.32	5.0803
0.4	17.6	2	0.003024	0.03024	5322.24	5.3222
0	18.4	2	0.003024	0.03024	5564.16	5.5642
0.475	18.4	2	0.003024	0.03024	5564.16	5.5642
1.493	18.4	2	0.003024	0.03024	5564.16	5.5642
2.529	18.4	2	0.003024	0.03024	5564.16	5.5642
3.565	18.4	2	0.003024	0.03024	5564.16	5.5642
4.6	18.4	2	0.003024	0.03024	5564.16	5.5642

Tabla 4.7 Cálculo del empuje Hidrostático con v=3m/s

Socavación (m)	Área (m ²)	V (m/s)	P (N/mm ²)	P (N/cm ²)	E (kg)	E (t)
>4	10.4	3	0.006804	0.06804	7076.16	7.0762
4	10.4	3	0.006804	0.06804	7076.16	7.0762
3.6	11.2	3	0.006804	0.06804	7620.48	7.6205
3.2	12	3	0.006804	0.06804	8164.8	8.1648
2.8	12.8	3	0.006804	0.06804	8709.12	8.7091
2.4	13.6	3	0.006804	0.06804	9253.44	9.2534
2	14.4	3	0.006804	0.06804	9797.76	9.7978
1.6	15.2	3	0.006804	0.06804	10342.1	10.3421
1.2	16	3	0.006804	0.06804	10886.4	10.8864
0.8	16.8	3	0.006804	0.06804	11430.7	11.4307
0.4	17.6	3	0.006804	0.06804	11975	11.9750
0	18.4	3	0.006804	0.06804	12519.4	12.5194
0.475	18.4	3	0.006804	0.06804	12519.4	12.5194
1.493	18.4	3	0.006804	0.06804	12519.4	12.5194
2.529	18.4	3	0.006804	0.06804	12519.4	12.5194
3.565	18.4	3	0.006804	0.06804	12519.4	12.5194
4.6	18.4	3	0.006804	0.06804	12519.4	12.5194

Tabla 4.8 Cálculo del empuje Hidrostático con $v=4\text{m/s}$

Socavación (m)	Área (m^2)	V (m/s)	P (N/mm^2)	P (N/cm^2)	E (kg)	E (t)
>4	10.4	4	0.012096	0.12096	12579.8	12.5798
4	10.4	4	0.012096	0.12096	12579.8	12.5798
3.6	11.2	4	0.012096	0.12096	13547.5	13.5475
3.2	12	4	0.012096	0.12096	14515.2	14.5152
2.8	12.8	4	0.012096	0.12096	15482.9	15.4829
2.4	13.6	4	0.012096	0.12096	16450.6	16.4506
2	14.4	4	0.012096	0.12096	17418.2	17.4182
1.6	15.2	4	0.012096	0.12096	18385.9	18.3859
1.2	16	4	0.012096	0.12096	19353.6	19.3536
0.8	16.8	4	0.012096	0.12096	20321.3	20.3213
0.4	17.6	4	0.012096	0.12096	21289	21.2890
0	18.4	4	0.012096	0.12096	22256.6	22.2566
0.475	18.4	4	0.012096	0.12096	22256.6	22.2566
1.493	18.4	4	0.012096	0.12096	22256.6	22.2566
2.529	18.4	4	0.012096	0.12096	22256.6	22.2566
3.565	18.4	4	0.012096	0.12096	22256.6	22.2566
4.6	18.4	4	0.012096	0.12096	22256.6	22.2566

Tabla 4.9 Cálculo del empuje Hidrostático con $v=5\text{m/s}$

Socavación (m)	Área (m^2)	V (m/s)	P (N/mm^2)	P (N/cm^2)	E (kg)	E (t)
>4	10.4	5	0.0189	0.189	19656	19.6560
4	10.4	5	0.0189	0.189	19656	19.6560
3.6	11.2	5	0.0189	0.189	21168	21.1680
3.2	12	5	0.0189	0.189	22680	22.6800
2.8	12.8	5	0.0189	0.189	24192	24.1920
2.4	13.6	5	0.0189	0.189	25704	25.7040
2	14.4	5	0.0189	0.189	27216	27.2160
1.6	15.2	5	0.0189	0.189	28728	28.7280
1.2	16	5	0.0189	0.189	30240	30.2400
0.8	16.8	5	0.0189	0.189	31752	31.7520
0.4	17.6	5	0.0189	0.189	33264	33.2640
0	18.4	5	0.0189	0.189	34776	34.7760
0.475	18.4	5	0.0189	0.189	34776	34.7760
1.493	18.4	5	0.0189	0.189	34776	34.7760
2.529	18.4	5	0.0189	0.189	34776	34.7760
3.565	18.4	5	0.0189	0.189	34776	34.7760
4.6	18.4	5	0.0189	0.189	34776	34.7760

El empuje hidrodinámico se introdujo en el modelo del puente Jaltepec, aplicando la resultante de la fuerza, en el centro de gravedad del área que recibe el choque directo del flujo.

4.6 Análisis de resultados

El comportamiento del puente Jaltepec se puede interpretar a partir de la aplicación de los valores obtenidos de las rigideces equivalentes del suelo (tablas 4.2, 4.3 y 4.4) que a su vez se emplearon para la modelación del puente, dando como resultado el periodo de vibración y la frecuencia natural del puente, ante las pérdidas de empotramiento.

La tabla 4.10 muestra los periodos de vibración y la frecuencia del puente Jaltepec ante las distintas condiciones y los diferentes métodos, modelados en el programa SAP2000.

Tabla 4.10 Periodos de vibración y la frecuencia del Puente Jaltepec

Periodo de vibración y frecuencia natural del Puente Jaltepec con respecto a los diferentes criterios de rigideces equivalentes y factores de empotramiento						
Socavación (m)	NTC-Sismo (2004)		Pais Y Kausel (1988)		Gazetas (1991) y Mylonakis (2006)	
	T (s)	f	T (s)	f	T (s)	f
>4	0.91212	1.09634	0.9089	1.1003	0.9060	1.1038
4	0.92193	1.08468	0.91776	1.08961	0.9143	1.0938
3.6	0.93555	1.06889	0.9236	1.08272	0.9248	1.0814
3.2	0.95292	1.04941	0.94332	1.06009	0.9372	1.0670
2.8	0.97592	1.02468	0.96108	1.0405	0.9528	1.0496
2.4	1.02109	0.97934	0.98358	1.0167	0.9724	1.0283
2	1.04285	0.95891	1.0111	0.98902	0.9968	1.0033
1.6	1.082	0.92421	1.04191	0.95977	1.0247	0.9759
1.2	1.11521	0.89669	1.07204	0.9328	1.0528	0.9498
0.8	1.13672	0.97973	1.09804	0.91071	1.0775	0.9281
0.4	1.14851	0.8707	1.12108	0.892	1.0986	0.9102
0	1.22564	0.8159	1.22063	0.81925	1.1926	0.8385
% de apoyo de cimentación	PÉRDIDA ABSOLUTA DE EMPOTRAMIENTO					
95%	1.17172	0.85345	1.17252	0.85286	1.1748	0.8512
84%	1.20439	0.8303	1.22271	0.81786	1.2268	0.8151
73%	1.24826	0.80111	1.29247	0.77371	1.2990	0.7698
61%	1.30829	0.76436	1.39129	0.71876	1.4011	0.7137
50%	1.39356	0.71759	1.53726	0.65051	1.5514	0.6446
39%	1.52172	0.65715	1.76736	0.56582	1.7873	0.5595
27%	1.76374	0.56698	2.17454	0.45987	2.2014	0.4543
22%	2.02508	0.49381	2.5008	0.39987	2.5318	0.3950

El criterio estructural de interacción suelo-estructura nos muestra el comportamiento que presentan los puentes de cimentación superficial ante la pérdida de empotramiento, ya que se altera su rigidez de manera desfavorable.

4.6.1 ¿Cuáles son las similitudes y diferencias entre los métodos para encontrar la rigidez?

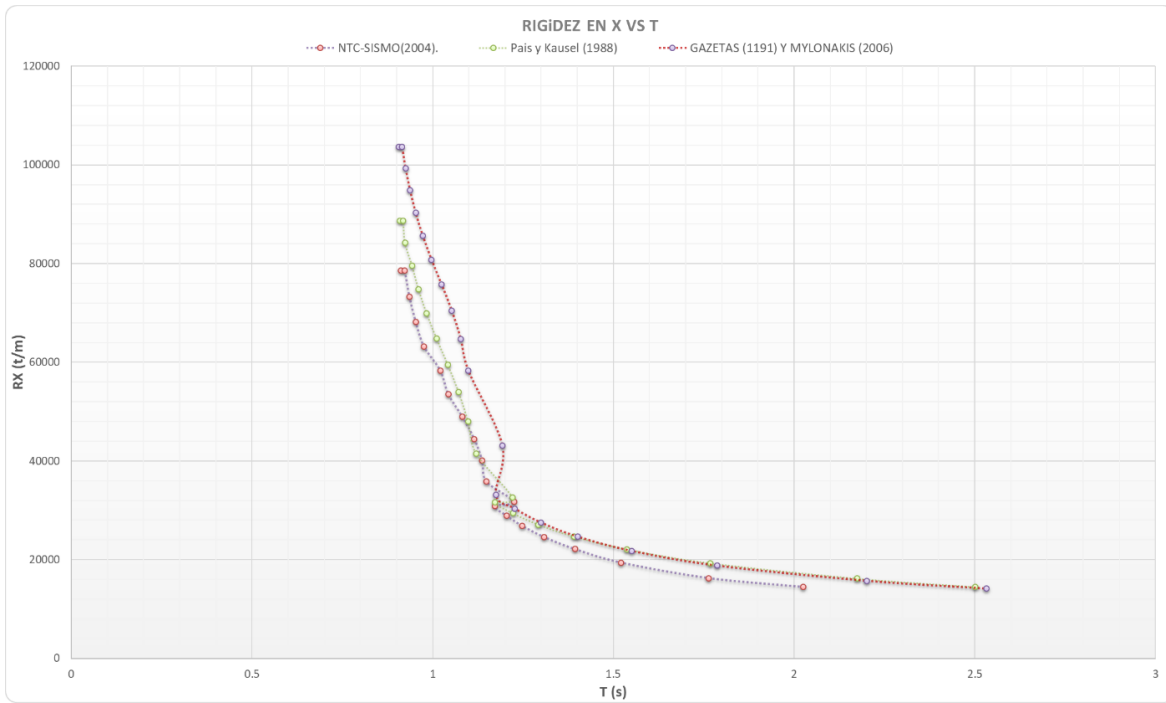
Se encontró que los métodos de País y Kausel (1988) y Gazetas (1991) son muy similares entre sí, debido a que ambos generaron expresiones que analizan la cimentación a partir de su geometría específicamente aludiendo a las cimentaciones superficiales con formas circulares y/o rectangulares, mientras tanto las NTC-SISMO utilizan las mismas expresiones para cimentaciones tanto para cimentaciones rectangulares como circulares.

En cuanto al factor de empotramiento los tres métodos consideran la geometría de la cimentación y el nivel de empotramiento, en lo que respecta a la rigidez equivalente del suelo País y Kausel (1988) y Gazetas (1991) son un poco más descriptivos y explícitos al desarrollar sus expresiones para obtener el valor de la rigidez del suelo, mientras que las NTC-SISMO únicamente consideran como parte medular el módulo de rigidez al cortante y la relación de Poisson.

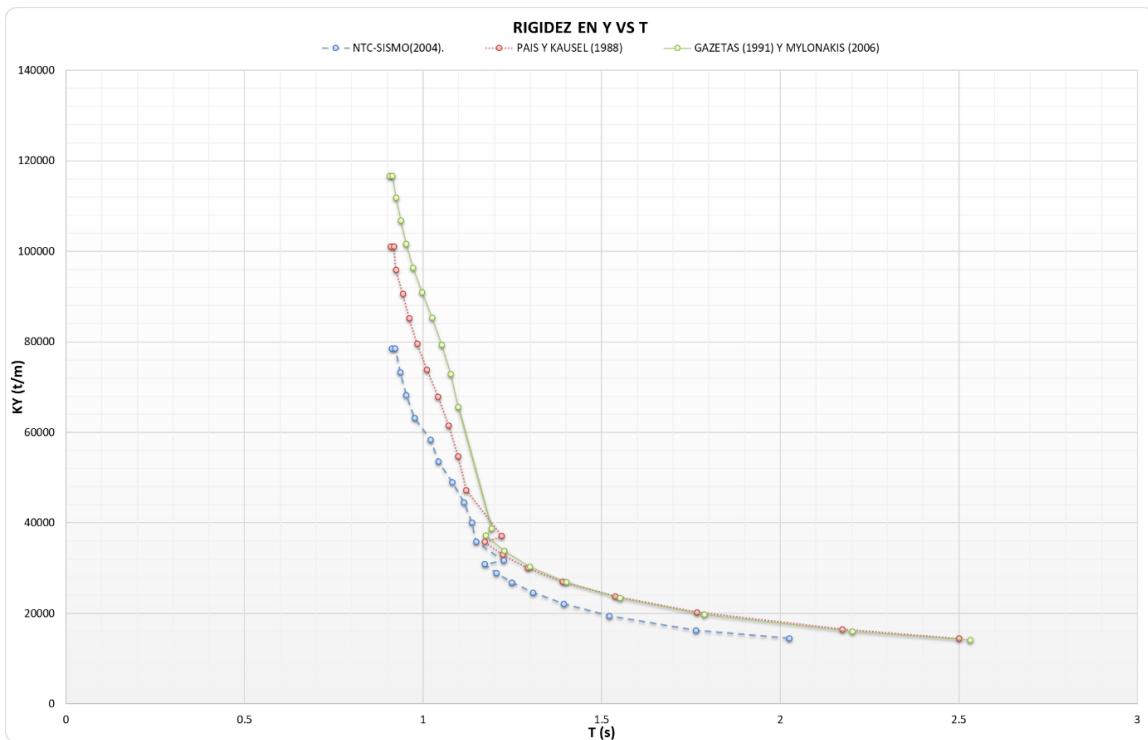
4.6.2 ¿Cómo se comportó el puente Jaltepec al ser analizado mediante los tres métodos de rigideces equivalentes del suelo?

Para obtener las siguientes gráficas se utilizaron las rigideces equivalentes del suelo resultantes de las tablas 4.2, 4.3 y 4.4, todo ello con relación a su periodo de vibración del puente Jaltepec obtenido de la modelación.

Gráfica 4.1 Periodo de vibración con respecto a la rigidez en dirección “x”



Gráfica 4.2 Periodo de vibración con respecto a la rigidez en dirección “y”



En las gráficas anteriores se puede apreciar el comportamiento que manifestó el puente Jaltepec en relación al periodo de vibración en "x", de acuerdo a los distintos métodos, los cuales comienzan con un periodo de vibración de aproximadamente 0.9s, y finalizan con distinto periodo de vibración cada uno. Esto se debe a las restricciones que tienen los distintos métodos de rigideces equivalentes.

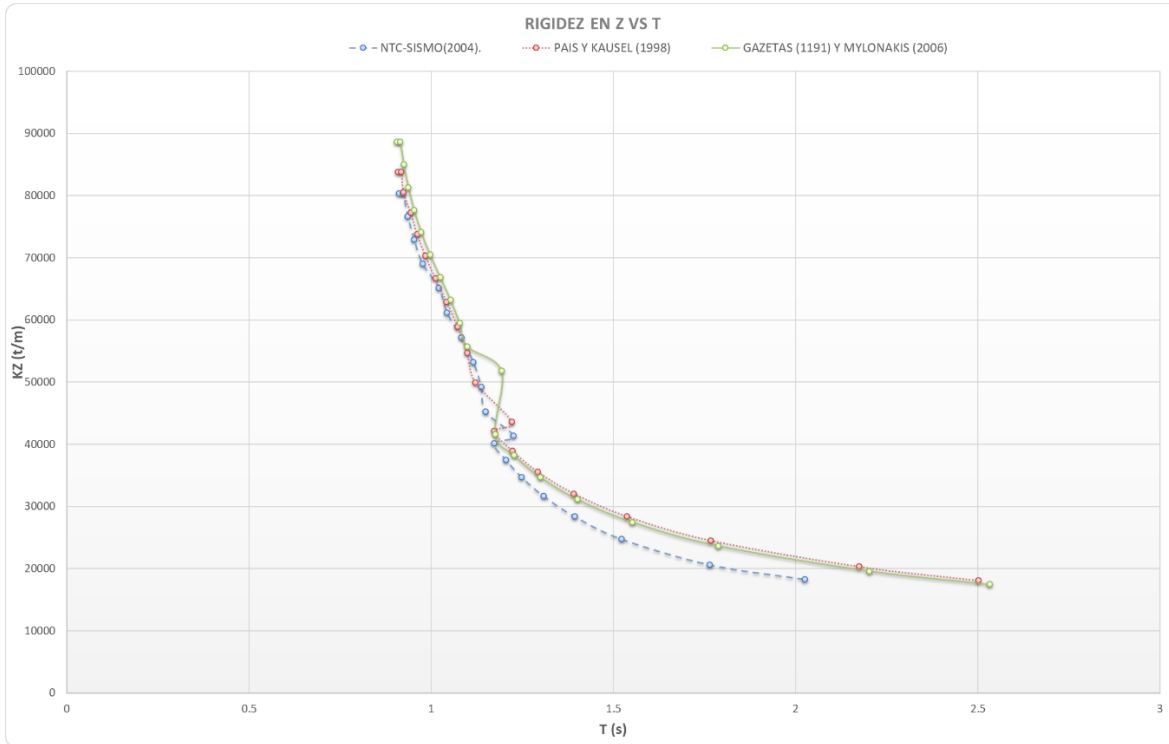
Por otro lado, las Normas Técnicas Complementarias de Sismo, muestran la función más corta de la gráfica, ya que su periodo de vibración termina en 2.025 s y los valores de rigidez del método están por debajo de los demás métodos.

Mientras tanto Los resultados de la función de Pais y Kuasel (1988) son intermedios entre los valores de las NTC-SISMO (2004) y de Gazetas (1991), donde su periodo de vibración termina cuando este es igual a 2.5002 s o cuando se deja de cumplir la condición $L \geq B$.

En tanto, la función de la gráfica de Gazetas (1991) es más extensa que todas, iniciando con un periodo de vibración de 0.9060 s y concluyendo con un periodo de 2.5318 s.

Analizando el modo de vibración vertical de la gráfica 4.3, se observa que las tres funciones presentan rigideces similares al principio, pero en el cambio de pendiente estas se separan quedando por debajo la gráfica del reglamento de construcción de la Ciudad de México.

Gráfica 4.3 Periodo de vibración con respecto a la rigidez en dirección “z”



4.6.3 ¿Cuál es el método más apropiado para analizar las rigideces equivalentes del suelo en puentes con cimentaciones superficiales?

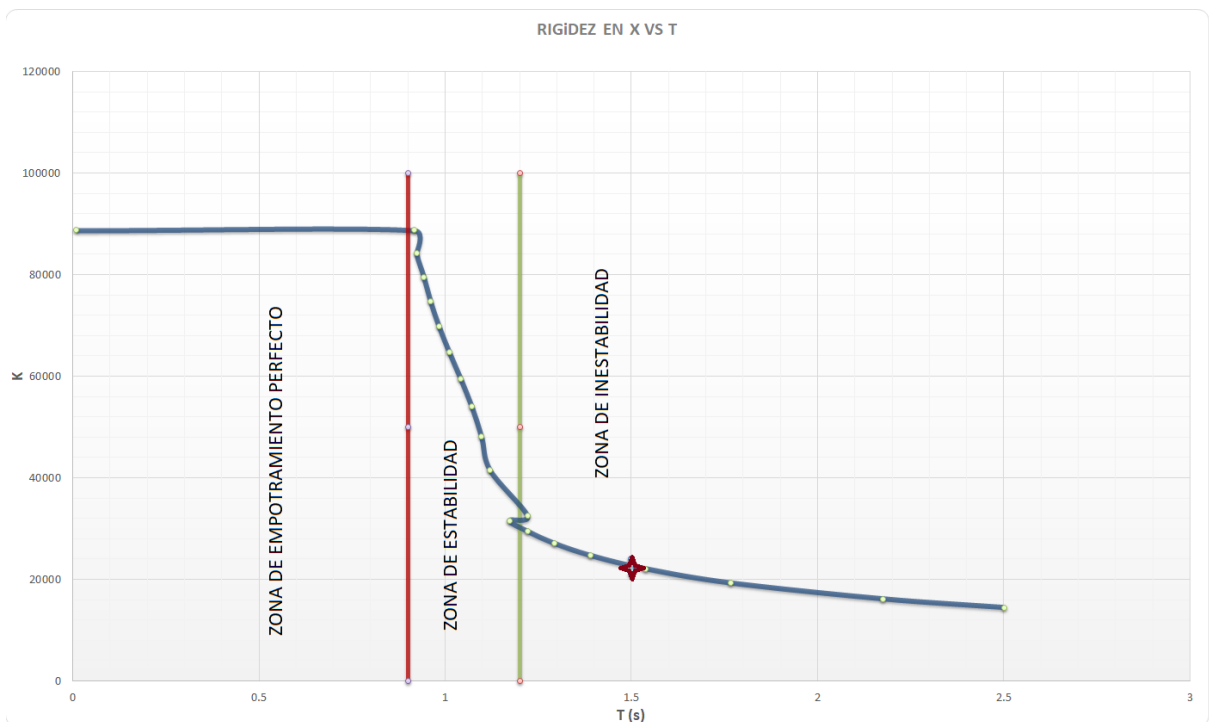
De acuerdo a la interpretación de las gráficas 4.1, 4.2 y 4.3 los tres métodos son viables para utilizarse en el análisis de rigideces equivalentes del suelo, ya que al graficarse presentan una tendencia similar y los tres poseen cambios de dirección en la gráfica parecidos, además de que al momento en que la cimentación pierde su empotramiento los tres interseccionan casi en el mismo punto de la gráfica, se podría decir que cuando tenemos una degradación por la pérdida de empotramiento ambas gráficas tienen una pendiente similar.

4.7 Zonas de estabilidad estructural de puentes con cimentación superficial

A continuación, presento una gráfica que parte del comportamiento observado en el puente Jaltepec, y considero que puede ser útil para representar el comportamiento de la interacción suelo-estructura cuando los puentes están siendo afectados por el fenómeno de la socavación.

La gráfica 4.4 muestra las diferentes condiciones que se manifiestan en puentes con cimentaciones superficiales que están siendo afectados por la socavación. Estos ámbitos son: zona de empotramiento perfecto, zona de estabilidad y zona de inestabilidad.

Gráfica 4.4 Entornos de estabilidad estructural



Zona de empotramiento perfecto: corresponde cuando el nivel de suelo sobrepasa el nivel de cimentación, esto ocurre en puentes nuevos o en puentes

donde la socavación no ha sido lo suficiente como para comenzar a mostrar la cimentación.

Lo que podemos observar en la gráfica 4.4 es que el entorno de empotramiento perfecto presenta una línea horizontal para una rigidez constante indicando una buena estabilidad del puente. Dentro de este entorno es muy difícil que se presente una falla debida a una mala interacción suelo-estructura. Todos los puentes comienzan su vida útil en este entorno y este es de manera temporal, teniendo como factor desfavorable la socavación.

Zona de estabilidad: se presenta cuando la socavación descubre la cimentación del puente, iniciando la pérdida de empotramiento de la cimentación del puente y la pérdida la rigidez del suelo. El hecho de que un puente se ubique en este entorno nos indica dos cosas: la primera que su funcionamiento es aceptable aún, a pesar de que el puente está siendo afectado por la socavación de forma seria, señalando que se debe hacer un análisis del puente.

Este entorno se presenta después de la línea horizontal de la gráfica, cuando se genera un cambio de pendiente y el entorno termina cuando se presenta una distorsión en la gráfica, alertando que ya no hay empotramiento en la cimentación.

Zona de inestabilidad: sucede en puentes que no tienen empotramiento en el suelo, únicamente están simplemente apoyados. Los puentes que se encuentran en esta zona ya no son confiables ante el paso de avenidas extraordinarias ya que no tiene una buena respuesta, por tal motivo se pueden presentar fallas por volteo, traslación o hundimiento de la cimentación.

Este entorno dentro de la gráfica comienza después de la distorsión o cambio de pendiente y los valores de rigidez estática ya no son afectados por factores de empotramiento. En este entorno se señaló con un asterisco, indicando que la cimentación sin empotramiento ya perdió el 50% de su apoyo sobre el suelo.

4.8 Distorsión en pilas de puentes con cimentación superficiales

Como respuesta al empuje hidrodinámico sobre la pila, esta tiende a tener desplazamientos laterales en relación con la base. Debido a que la investigación acerca de límite de distorsión en pilas de puentes es limitada, se tomó como límite de distorsión el señalado por el reglamento de construcción de la Ciudad de México.

La limitación que toma en cuenta el reglamento es la siguiente:

$$\phi \leq 0.006h$$

donde h es la altura (m) de la estructura tomada desde la base y para calcular la distorsión que sufre el puente se utiliza la siguiente expresión:

$$\phi = \frac{\Delta_E}{h}$$

siendo Δ_E la diferencia de elevaciones entre la base de cimentación y el apoyo del puente.

A continuación, la tabla 4.4 nos muestra las distorsiones con las diferentes velocidades y por lo tanto diferentes empujes hidrodinámicos.

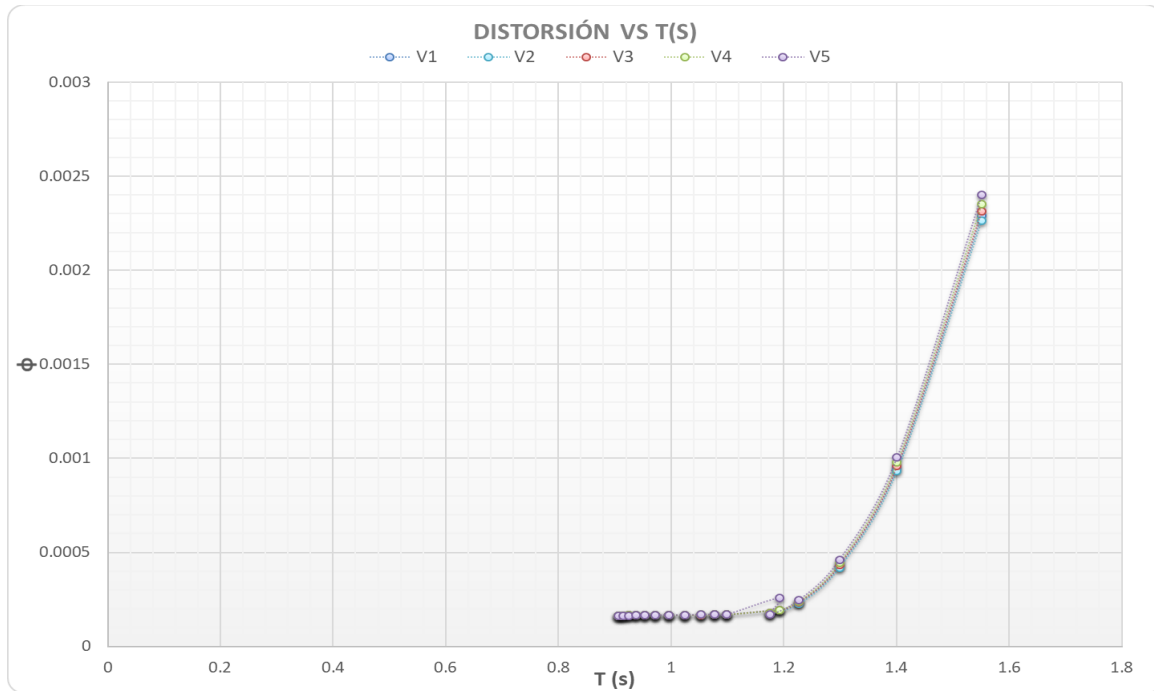
Tabla 4.10 Factor de distorsión ante los diferentes caos de empuje hidrodinámico

Socavación	FACTOR DE DISTORSIÓN ANTE DIFERENTES VELOCIDADES				
	V = 1m/s	V = 2m/s	V = 3m/s	V = 4m/s	V = 5m/s
>4	0.00016281	0.00016282	0.00016283	0.00016285	0.00016293
4	0.00016389	0.00016389	0.0001639	0.00016394	0.00016402
3.6	0.00016499	0.00016499	0.000165	0.00016505	0.00016162
3.2	0.00016516	0.00016516	0.00016518	0.00016523	0.00016533
2.8	0.00016539	0.00016538	0.00016541	0.00016546	0.00016558
2.4	0.00016554	0.00016554	0.00016557	0.00016564	0.00016578
2	0.00016664	0.00016664	0.00016668	0.00016675	0.00016691
1.6	0.00016663	0.00016662	0.00016663	0.00016675	0.00016693
1.2	0.00016828	0.00016827	0.00016831	0.0001684	0.00016859
0.8	0.00016851	0.00016849	0.00016855	0.00016867	0.00016891
0.4	0.00016899	0.00016895	0.00016902	0.00016917	0.00016941
0	0.00019465	0.00019385	0.00019465	0.00019409	0.00025704
% de apoyo de cimentación	PÉRDIDA ABSOLUTA DE EMPOTRAMIENTO				
95%	0.00017786	0.00017558	0.00017791	0.00017941	0.00017094
84%	0.00023378	0.00022712	0.00023513	0.00023992	0.00024673
73%	0.00043096	0.00041995	0.00043497	0.00044533	0.00046148
61%	0.00094945	0.00093362	0.00095981	0.00097986	0.00100529
50%	0.00228887	0.00226293	0.00231121	0.00235108	0.00240188

El análisis de la tabla termina cuando el área de apoyo de la cimentación está a la mitad, ya que después del 50 % de pérdida de apoyo, la zapata queda volando y el centro de las cargas queda fuera del área de contacto.

Para ver la relación que tiene el factor de distorsión con la interacción suelo-estructura la gráfica 4.5 nos muestra su comportamiento.

Gráfica 4.5 Factor de distorsión



Como se puede observar las funciones tienen un cambio de dirección muy marcado cuando el periodo de vibración es igual a 1.2 s, que es donde se presenta la pérdida de empotramiento absoluta. Además, no hubo valor que superara la condición de reglamento 0.006h (0.0864).

Analizar la distorsión con respecto a la pérdida de empotramiento por medio del periodo de vibración, nos muestra con un enfoque distinto la interacción suelo-estructura. Esta gráfica nos muestra cómo el puente se mantiene en un entorno estable, siempre y cuando este empotrado. Una vez que se pierde el suelo que rodea la cimentación, los valores de distorsión se incrementan de manera rápida, lo que indica que el puente está dentro de un entorno inestable y queda expuesto a cualquier tipo de falla.

Conclusiones

Los resultados obtenidos indican que los puentes con cimentación superficial como lo es el caso del puente Jaltepec, deben tener como base estructural y como medida regulada el empotramiento, para que exista una respuesta favorable ante las avenidas extraordinarias, ya que el empotramiento al ser un sistema rígido, originado por el trabajo colectivo entre estructura, cimentación y suelo, crea un entorno de estabilidad. Cuando la cimentación del puente pierde su empotramiento, también pierde la interacción que existe con el suelo, quedando un puente simplemente apoyado sobre el suelo, y en consecuencia se crea un entorno de inestabilidad.

Al analizar los tres métodos, es posible observar que los resultados de todos se comportaron de manera muy similar, lo que permitió desarrollar la gráfica de zonas de estabilidad estructural, donde se puede observar que la estructura al perder suelo, se encuentra con periodos de vibración más prolongados, lo que en cierto momento se verá reflejado en la pérdida de empotramiento en la estructura.

Al evaluar cada uno de los métodos se determinó que estos resultan ser apropiados y pertinentes para encontrar los valores de rigidez equivalente del suelo y su factor de empotramiento, ya que manifestaron una tendencia favorable para suministrar datos de valor sobre cómo la socavación afecta a los puentes con cimentaciones superficiales.

Considero pertinente ahondar más sobre el tema de interacción suelo-estructura, debido a que a las expresiones que utilizan los métodos evalúan estructuras que están siendo afectadas por una onda sísmica, no obstante, es necesario que se generen expresiones relativas al fenómeno de socavación, las cuales tomen en cuenta como factor la degradación de la rigidez, y la presión que ejerce el cauce del río sobre el puente.

Tomando en cuenta el entorno de inestabilidad en el puente antes mencionado, se decidió analizar el factor de distorsión para comprender más sobre el comportamiento de los materiales en la estructura. Al obtener los resultados se encontró que las pilas del puente son lo suficientemente rígidas para no presentar

deformaciones ante el empuje hidrodinámico a pesar de las condiciones más desafiantes, a lo que podemos decir que estos elementos son suficientemente resistentes, eso se pudo observar porque no sufren daños por deformaciones, sino que estos acaban fallando por volteo al no tener empotramiento de la cimentación.

Como observación final de acuerdo al análisis realizado, en lo que respecta al procedimiento para evaluar la rigidez equivalente del suelo y su factor de empotramiento de los puentes con cimentaciones superficiales, encuentro que es necesario que se desarrollen normativas que tomen en cuenta la degradación del suelo por la socavación y que tomen en cuenta la vertiente del río como factores que comprometen de forma directa la integridad del mismo y no sólo hablamos de una estructura, se debe considerar también a los usuarios del mismo, quienes serían los que se podrían verse directamente afectados. una regulación al respecto podría servir para prevenir fallas en puentes.

Referencias

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (2012) "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", AASHTO, Washington, DC, US.
2. Burland J.B. (1989). "Small is beautiful – the stiffness of soil at small strains" Canadian Geotech. Jour.
3. Delgado H. D. J., Jiménez M. J. O., Martínez M. L., González R. J, Hernández M. S. (2010) "Relación entre la falla de puentes vehiculares producida por eventos hidrológicos extraordinarios y la falta de mantenimiento", Publicación Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.
4. Dorby R. And Gazetas G. (1986) "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations; experimental verification", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.112, No.2.
5. Espinoza, F. D., Gómez S. C., Carrillo S. J. J. (2010) "Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas" Publicación Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.
6. Farías H. D. (2009) "Socavación local en pilas de puentes: formulación general y análisis crítico de
7. metodologías existentes" Instituto de Recursos hídricos, Argentina.
8. Frías, A. R. (2010) "Mantenimiento y Conservación de Puentes". Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT, México.
9. García S. J y Maza A. J. A. (1996) "Morfología de ríos", Capitulo 11 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México.

10. Gómez E. C. y Espinoza F. D. (2009) "Vulnerabilidad de puentes ante avenidas", Publicación Universidad Autónoma Metropolitana, México.
11. Juárez B.E; y Rico A.R. (1976) "Mecánica de suelos". Editorial Limusa, México.
12. Juárez E. y Rodríguez R. (2002), "Mecánica de suelos. Tomo 3 Flujo de agua en suelos", Editorial Limusa, México.
13. Laursen E. y A. Toch (1956). Scour around Bridge Piers and Abutments. Iowa Highway Research Board, Bulletin No. 4. Universidad Estatal de Iowa. EE.UU.
14. Laursen E. (1958). Scour at Bridge Crossings. Iowa Highway Research Board Bulletin No. 8. Universidad Estatal de Iowa. EE.UU.
15. Martínez L. Griselda (2007) "Socavación en obras civiles y su problemática" Tesis Licenciatura Instituto Politécnico Nacional, México.
16. Martín V. J. P. (2003) "Ingeniería de Ríos", Editorial AlfaOmega. Torres A. A. (2010) "Inspección de puentes carreteros" Revista Vías Terrestres AMIVTAC.
17. Martínez M. J. E. (2009) "Aspectos básicos de la vulnerabilidad de puentes por el paso de avenidas extraordinarias" Tesis Licenciatura Universidad Nacional Autónoma de México.
18. Maza A. J. A. (1966) "Socavación total en las pilas de los puentes" Tesis de Maestría Universidad Nacional Autónoma de México, México D. F.

19. Maza A. J. A. y García F. M. (1996) "Transporte de sedimentos" Capítulo 10 Manual de Ingeniería de Ríos, Comisión Nacional del Agua, México.
20. Melville B. W. y Coleman E. S. (2000) "Bridge Scour", Water Resources Publications, LLC. USA.
21. Ohta, Y. y Goto, N. (1978) "Empirical shear wave velocity equation in terms of characteristic soil indexes" Earthq. Eng. Struc. Dyn
22. Ramon C.I.D, (2015) "Vulnerabilidad Estructural de Puentes ante el Tránsito de Avenidas extraordinarias". Universidad Nacional Autónoma de México
23. Reed D. W. (2004) "A review of British Railway Bridge Flood Failures" Hydrology Science & Practice for the 21st Century, Vol. 1.
24. Rivera V. D., Echevarría L. A., Pacheco M. M. A. (2006) "Daños observados en puentes durante el paso del huracán Stan" Publicación Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México.
25. Rivera V. D. y Nuñez Q.R (2016). "Vulnerabilidad estructural de puentes por socavación".
26. Salazar G. (1991), "Estabilidad de las construcciones. Elasticidad" Ed. Alfaomega.
27. Sánchez T. S. (1997) "Inestabilidad de puentes por efecto de socavación" Tesis Maestría, División de Estudios de Posgrado, Universidad Nacional Autónoma de México.
28. Smit D.W. (1976), "Bridge failure", Proceeding Institution of Civil Engineers.

29. Simitses, G. & Hodges, D. (2006). *Fundamentals of Structural Stability*. Burlington: Elsevier Inc.
30. Stokoe K. H. ii, Rix y Nazarias S. (1989). "In Situ seismic testing with SURFACE WAVE" Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. Fond. Engr., Rio de Janeiro, Brasil.
31. Velázquez M. J. C. (2011) "Estudio de socavación de pilas en un puente ferroviario esviado", Tesis Licenciatura Universidad Nacional Autónoma de México.
32. Whitman R.V., (1972) "Analysis of soil-structure interaction-A state of the art review" Soils publication No. 300, Massachusetts Institute Technology.
33. Wolf, J.P., 1985, *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, New Jersey.