

Sección 10 - Fundaciones (SI)

APÉNDICE

A10.1 INVESTIGACIÓN

La inestabilidad de taludes, la licuefacción, el asentamiento de los rellenos y la reducción del empuje lateral del suelo son factores que muchas veces han contribuido significativamente a los daños sostenidos por diferentes puentes durante un sismo. Estos factores de riesgo sísmico pueden representar consideraciones de diseño significativas si los picos de aceleración sísmica son mayores que 0,1g y deberían formar parte de una investigación específica del predio considerado si las condiciones del predio y los niveles de aceleración y conceptos de diseño asociados sugieren que estos riesgos pueden ser importantes. Debido a que la licuefacción ha contribuido a la falla de numerosos puentes, a continuación se describen más detalladamente métodos para evaluar el potencial de licuefacción de un predio.

Potencial de licuefacción - Históricamente la licuefacción de los suelos de fundación granulares saturados ha representado una importante causa de falla de los puentes. Por ejemplo, durante el terremoto de 1964 ocurrido en Alaska, 9 puentes colapsaron completamente y 26 sufrieron deformaciones severas o colapso parcial. Investigaciones realizadas indican que la licuefacción de los suelos de fundación jugó un papel importante en los daños sufridos por estos puentes, en los cuales la pérdida de apoyo de las fundaciones provocó grandes desplazamientos de las pilas y estribos. Ferritto y Forest (1977) compilaron un estudio de la licuefacción inducida por los movimientos sísmicos y su influencia sobre puentes y lo presentaron en un informe a la FHA (Federal Highway Administration). Martin (1979) presenta un breve resumen de las consideraciones sobre diseño sismorresistente para las fundaciones de puentes relacionadas con el potencial de licuefacción del sitio de emplazamiento. En base a las fallas documentadas en estos informes y a la literatura en general, resulta evidente que el diseño de las fundaciones de puentes en suelos con potencial de licuefacción plantea problemas de difícil resolución. Siempre que sea posible, el mejor enfoque para el diseño consiste en evitar las arenas profundas sueltas a medianamente densas para las cuales los riesgos de licuefacción son elevados. Cuando a escasa profundidad se encuentren suelos densos o más competentes, puede resultar conveniente desde el punto de vista económico implementar medidas de estabilización, por ejemplo una densificación. También se podría considerar el uso de pilotes verticales de acero dúctil para soportar las pilas de los puentes. Para los cálculos de la resistencia lateral se supondría que la zona superior con potencial de licuefacción proporciona apoyo nulo y sería necesario considerar el pandeo bajo carga axial. También sería necesario evaluar cuidadosamente la estabilidad global de los estribos, y podría ser preferible utilizar luces más largas y anclar los estribos lejos del relleno utilizado para los accesos de aproximación al puente.

Otra filosofía de diseño para los puentes ubicados en zonas con potencial de licuefacción sería la denominada de "riesgo calculado," al menos para los puentes que se consideran menos esenciales para las comunicaciones en los momentos inmediatamente posteriores a un sismo. Puede que desde el punto de vista económico no se justifique diseñar algunos puentes para que sobrevivan a un gran movimiento sísmico en un ambiente de licuefacción sin sufrir daños significativos. Sin embargo, es posible optimizar el diseño de estos puentes de manera que el costo de reparar los potenciales daños sísmicos no supere el costo de las soluciones y construcciones adicionales necesarias para evitar estos daños. A continuación esbozamos los enfoques para determinar el potencial de licuefacción en un predio.

Una revisión reciente de las metodologías existentes (Seed, 1979) identifica dos enfoques básicos para evaluar el potencial de licuefacción de un depósito de arena saturada sujeta a movimientos sísmicos:

1. Métodos empíricos basados en observaciones in situ del comportamiento de depósitos de arena durante movimientos sísmicos anteriores y correlaciones entre predios que no se han licuado y la Densidad Relativa del número de golpes de ensayos SPT.
2. Métodos analíticos basados en la determinación en laboratorio de las características de resistencia a la licuefacción de muestras no alteradas y el uso de análisis de respuesta dinámica del predio para determinar la magnitud de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos.

Tanto los métodos empíricos como los métodos analíticos requieren definir el nivel de aceleración del terreno como prerrequisito para evaluar el potencial de licuefacción. A menudo este nivel se establece a partir de relaciones entre la magnitud del sismo, la distancia al epicentro y la aceleración pico.

Para las evaluaciones convencionales que utilizan un enfoque basados en "tensiones totales" los dos métodos son similares y difieren sólo en la manera en que se determina la resistencia a la licuefacción. En el enfoque basado en "tensiones totales" las resistencias a la licuefacción generalmente se expresan como la relación entre una tensión de corte cíclica uniforme o promedio, $(T_h)_{av}$, que actúa sobre las superficies horizontales de la arena y la tensión vertical efectiva inicial, σ'_o . Como primera aproximación, la relación de tensión cíclica que se desarrolla in situ debido a los movimientos sísmicos del terreno se pueden calcular mediante la siguiente ecuación (Seed e Idriss, 1971):

Sección 10 - Fundaciones (SI)

$$\frac{(T_h)_{av}}{\sigma'_o} = 0,65 r_d \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \right) \quad (A10.1-1)$$

donde:

a_{max} = aceleración máxima o pico efectivo de la aceleración del terreno en la superficie (m/sec^2)

σ_o = presión total debida a la sobrecarga de suelo sobre el estrato de arena considerado (MPa)

σ'_o = presión efectiva inicial debida a la sobrecarga de suelo sobre el estrato de arena considerado (MPa)

r_d = factor de reducción de la resistencia que varía entre un valor igual a 1 en la superficie del terreno y 0,9 a una profundidad de 9 m

Métodos Empíricos - Se han correlacionado los valores de la relación de tensión cíclica definida por la Ecuación 1 de predios que se han licuado y otros que no se han licuado con parámetros tales como la densidad relativa en base a datos obtenidos de ensayos SPT (Seed et al., 1975); Castro, 1975). En las Figuras 1 y 2 se ilustra la forma más reciente de este tipo de correlación (Seed). N_1 es la resistencia a la penetración estándar medida de la arena corregida para una presión efectiva debida a la sobrecarga de suelo de 0,096 MPa usando la relación:

$$N_1 = N C_N \quad (A10.1-2)$$

donde:

N = resistencia a la penetración medida (golpes / 300 mm)

C_N = factor de corrección, de la Figura 2

Por lo tanto, para un determinado predio y una determinada aceleración máxima en la superficie del terreno, la relación de tensión media que se desarrolla durante el sismo, $(T_h)_{av}/\sigma'_o$, para la cual se puede anticipar que habrá licuefacción se expresa mediante las correlaciones empíricas ilustradas en la Figura 1. Las correlaciones para diferentes magnitudes reflejan la influencia de la duración del sismo sobre el potencial de licuefacción. El factor de seguridad contra la licuefacción se puede determinar comparando la relación de tensión requerida para provocar licuefacción con la relación inducida por el sismo de diseño. En el caso de puentes importantes, se sugiere utilizar un factor de seguridad de 1,5 para establecer un margen razonable de seguridad contra la licuefacción.

Sección 10 - Fundaciones (SI)

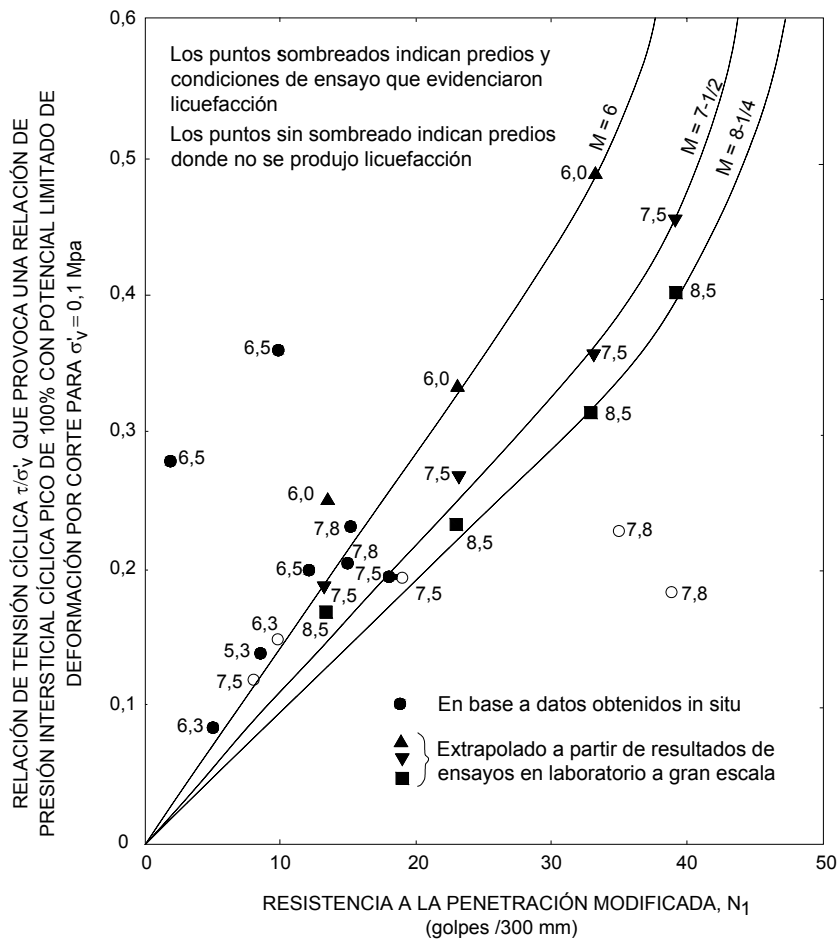


Figura A10.1-1 - Correlación entre el comportamiento de licuefacción y la resistencia a la penetración

Sección 10 - Fundaciones (SI)

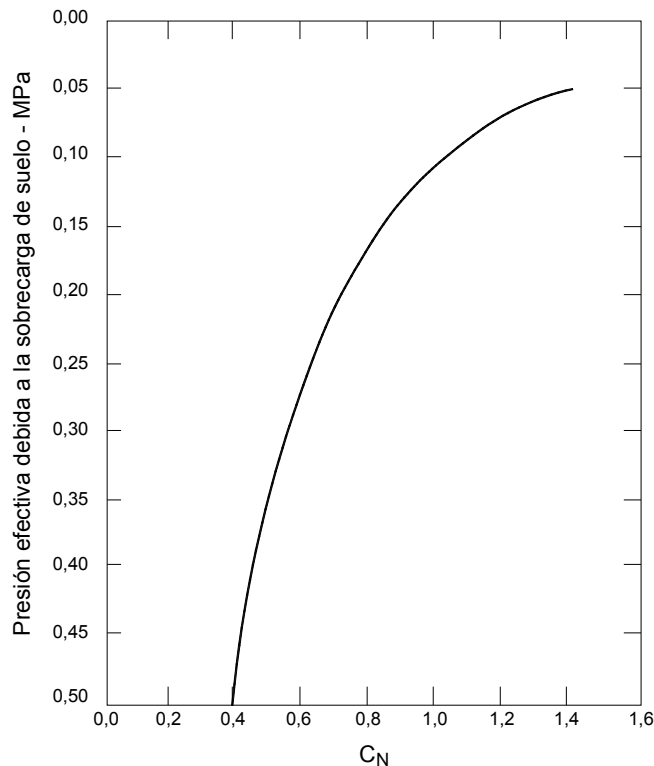


Figura A10.1-2 - Relación entre C_N y la presión efectiva debida a la sobrecarga de suelo

Recientemente Dezfulian y Prager (1978) describieron otra aplicación del enfoque empírico que incluye una correlación entre los ensayos CPT y los ensayos SPT, lo cual ha permitido utilizar las mediciones de ensayos CPT en arenas (expresadas como resistencia de punta q_c) como una medida del potencial de licuefacción. Los ensayos CPT tienen la ventaja de ser más económicos que los SPT y, debido a que permiten obtener un registro continuo de la resistencia a la penetración en función de la profundidad, permiten identificar más fácilmente las vetas de arena potencialmente licuables de poco espesor.

Aunque los ensayos de penetración tienen la clara ventaja de ser un procedimiento de evaluación de la licuefacción orientado a su uso in situ, siempre hay que recordar que la correlación empírica de la cual se dispone fue establecida a partir de una base de datos muy limitada, restringida a ubicaciones en las cuales predominan los depósitos de arena fina limosa. La correlación puede desaparecer para el caso de limos arenosos y suelos gravosos (en los cuales los datos obtenidos del número de golpes son difíciles de interpretar) y para el caso de las arenas más gruesas en las cuales durante un sismo puede haber un drenaje parcial de las presiones intersticiales en exceso. Además, en las situaciones en las cuales las operaciones constructivas imponen tensiones adicionales, hay que tener gran cuidado al interpretar la correlación.

Métodos Analíticos - El enfoque analítico para evaluar el potencial de licuefacción se basa en una comparación entre las resistencias a la licuefacción establecidas a partir de ensayos cíclicos en laboratorio realizados sobre muestras no alteradas y las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos. En este enfoque hay que recordar que el desarrollo de una curva de resistencia a la licuefacción a partir de resultados de ensayos en laboratorio requiere ajustar los datos para tomar en cuenta factores tales como la simulación de tensiones cíclicas corregidas, la alteración de las muestras, los efectos del envejecimiento, el historial de tensiones cíclicas in situ y la magnitud de las tensiones laterales in situ. Estos ajustes requieren un considerable grado de criterio profesional. Además, en muchos casos es imposible obtener muestras de arena no alteradas.

Una vez establecida una curva de resistencia a la licuefacción, si se utiliza un análisis en base a tensiones totales, el potencial de licuefacción se evalúa por comparación con estimaciones de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos como se ilustra en la Figura 3.

Los niveles de tensión de corte inducidos por los movimientos sísmicos se pueden establecer a partir de un procedimiento simplificado (Seed e Idriss, 1971) o mediante evaluaciones más sofisticadas usando software de respuesta dinámica "lineal equivalente" unidimensional tales como el programa SHAKE. Los niveles medios de tensión

Sección 10 - Fundaciones (SI)

se establecen usando el concepto de número de ciclos equivalente (aproximadamente 10 para sismos M7 y 30 para sismos M8,5). Más recientemente se han desarrollado programas no lineales para el cálculo de las respuestas.

Se obtiene una mejor representación del desarrollo progresivo de la licuefacción si se utiliza un enfoque basado en tensiones efectivas (Finn et al., 1978, 1977; Martin y Seed, 1979), en el cual se acoplan los aumentos de la presión del agua intersticial con soluciones de respuesta dinámica no lineal y se considera la influencia de la potencial disipación de la presión del agua intersticial durante un sismo. Este enfoque permite obtener datos sobre el historial de los aumentos de la presión del agua de los poros durante un sismo, tal como se ilustra en la Figura 4.

Es interesante observar que se puede obtener una estimación gruesa del potencial de licuefacción utilizando las correlaciones empíricas establecidas entre la magnitud del sismo y la distancia epicéntrica a las manifestaciones de licuefacción in situ más alejadas. Esta relación fue descrita por Youd y Perkins (1977) (Figura 5) y se ha utilizado como base para la preparación de mapas de susceptibilidad a las fallas del terreno inducidas por licuefacción.

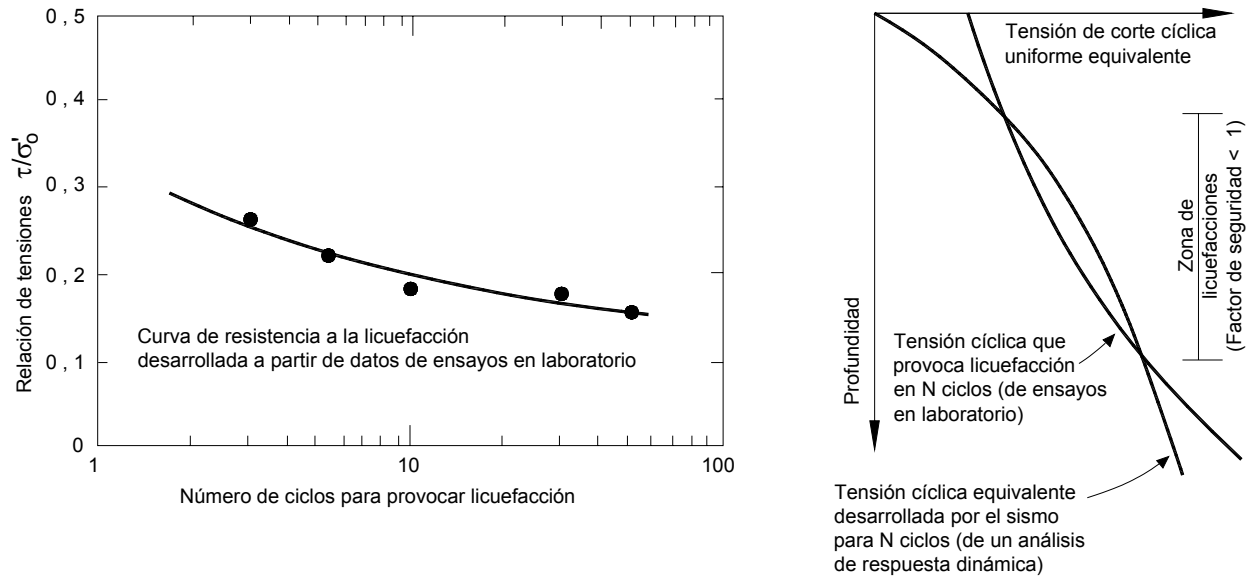


Figura A10.1-3 - Principios del enfoque analítico (tensiones totales) para evaluar el potencial de licuefacción

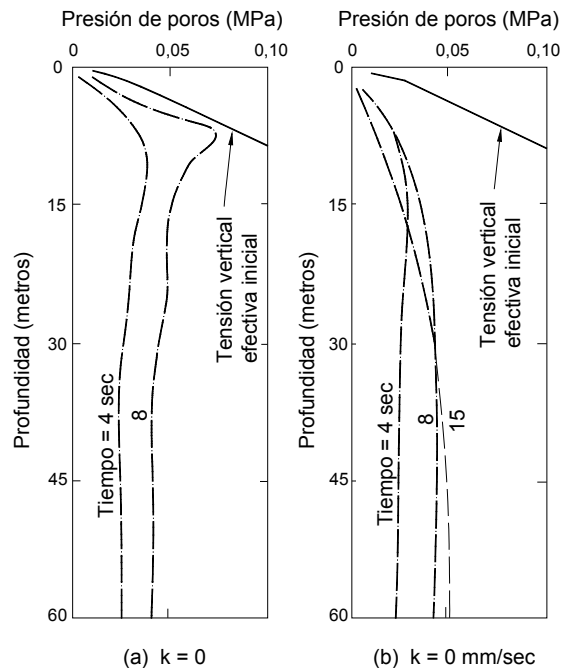


Figura A10.1-4 - Enfoque de tensiones efectivas para evaluar la licuefacción que muestra el efecto de la permeabilidad (Finn et al., 1977)

Sección 10 - Fundaciones (SI)

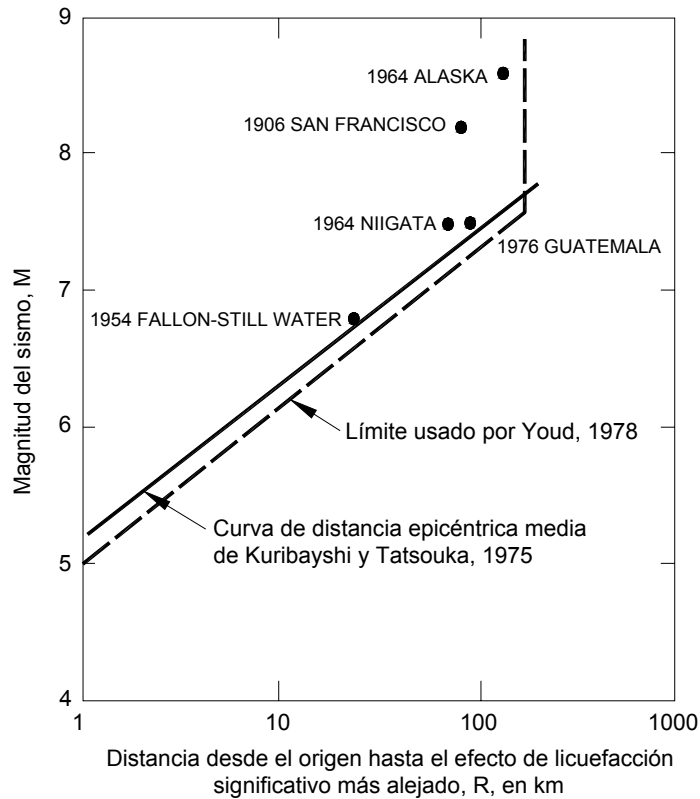


Figura A10.1-5 - Máxima distancia hasta una ubicación donde se produce licuefacción significativa en función de la magnitud del terremoto

A10.2 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

La práctica generalmente aceptada para el diseño sismorresistente de las fundaciones consiste en utilizar un enfoque pseudoestático, en el cual las cargas inducidas en las fundaciones por los movimientos sísmicos se determinan en base a las reacciones y momentos necesarios para el equilibrio estructural. Aunque también se aplican los enfoques de diseño tradicionales basados en la capacidad de carga (con factores de reducción de la capacidad adecuados si se desea contar con un margen de seguridad), siempre se deben tener en cuenta ciertos factores asociados con la naturaleza dinámica de las cargas sísmicas.

Bajo cargas sísmicas muchos suelos pueden movilizar una resistencia mayor que la resistencia estática. Para los suelos no cohesivos insaturados este aumento puede ser de alrededor de 10 por ciento, mientras que para los suelos cohesivos puede llegar a ser de hasta 50 por ciento. Sin embargo, para las arcillas saturadas más blandas y las arenas saturadas también se debe tener en cuenta el potencial de degradación de la resistencia y la rigidez bajo ciclos de carga repetidos. Para los puentes ubicados en Zona 2, el uso de las resistencias estáticas de los suelos para evaluar la capacidad última de la fundación lleva implícito una pequeña medida de seguridad y, en la mayoría de los casos, la degradación de la resistencia y la rigidez bajo cargas repetitivas no representará un problema debido a que las magnitudes de los eventos sísmicos no son tan significativas. Sin embargo, para los puentes ubicados en Zonas 3 y 4, al evaluar la capacidad última de las fundaciones para el diseño sismorresistente se debe prestar atención al potencial de degradación de la resistencia y la rigidez de los suelos.

Debido a que las cargas sísmicas son transitorias por naturaleza, una "falla" del suelo por un período de tiempo breve durante un ciclo de carga puede no ser significativa. Las rotaciones o desplazamientos cíclicos asociados con la fluencia del suelo pueden representar un problema potencialmente mayor, ya que podrían afectar los desplazamientos de la estructura o la distribución de los momentos flectores y esfuerzos de corte en las columnas y otros elementos.

Como las fundaciones afectan la distribución de los esfuerzos o momentos en una estructura y el cálculo del período de vibración natural, frecuentemente para los sistemas de fundación se requieren factores de rigidez equivalente. En muchos casos se utilizan algunas de las diferentes soluciones analíticas disponibles para zapatas o pilotes en las cuales se asume que el suelo se comporta como un medio elástico. Para utilizar estas fórmulas se debe

Sección 10 - Fundaciones (SI)

tener en cuenta que los módulos elásticos equivalentes para los suelos dependen de la amplitud de la deformación específica, y para cargas sísmicas elevadas los valores del módulo pueden ser significativamente menores que los aplicables para niveles de carga sísmica poco elevados. En la Figura 1 se ilustra la variación del módulo de corte en función de la amplitud de la deformación unitaria por corte para el caso de arenas.

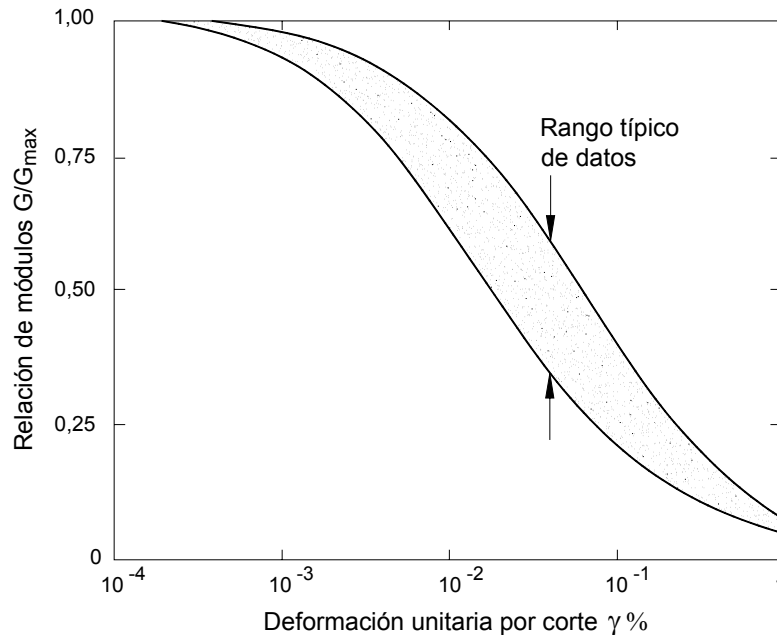


Figura A10.2-1 - Variación del módulo de corte en función de la deformación unitaria por corte para arenas

En base observaciones in situ y experimentales, cada vez está más difundida la idea de que los levantamiento o balanceos de las fundaciones bajo cargas sísmicas que provocan que la fundación se separe del subsuelo son aceptables siempre que se adopten precauciones de diseño adecuadas (Taylor y Williams, 1979). Estudios experimentales realizados sugieren que la fluencia rotacional debajo de una fundación que se balancea puede constituir una forma útil de disipación de energía. Sin embargo, hay que tener cuidado de evitar las deformaciones verticales significativas que acompañan la posible fluencia del suelo durante los movimientos sísmicos y los movimientos excesivos de las pilas. Estas deformaciones podrían dificultar el diseño considerando los desplazamientos relativos.

Pilotes Cargados Lateralmente - La mayoría de las soluciones más populares para el cálculo de la rigidez lateral de los pilotes verticales se basan en la hipótesis de comportamiento elástico y utilizan el concepto de viga en voladizo equivalente (Davisson y Gill, 1960), el método de la viga sobre fundación elástica de Winkler (Matlock y Reese, 1960) o soluciones de continuo elástico (Poulos, 1971). Sin embargo, el uso de métodos que incorporan el comportamiento no lineal de la reacción de la subrasante que consideran la falla del suelo puede ser importante en el caso de pilotes en arcilla blanda y arena bajo cargas laterales significativas. Uno de estos procedimientos ha sido incluido en las recomendaciones del API (American Petroleum Institute) para el diseño de plataformas offshore. Para las arenas y arcillas el método utiliza reacciones no lineales de la subrasante o curvas P-Y desarrolladas experimentalmente a partir de ensayos de carga in situ.

En la Figura 2 se ilustran las características generales del análisis del API para el caso de arenas. Bajo grandes cargas, cerca de la cabeza del pilote se desarrolla una zona de falla pasiva. Datos de ensayos indican que la resistencia última, p_u , para carga lateral se alcanza cuando las flechas del pilote, y_u , son de aproximadamente $3d/80$, siendo d el diámetro del pilote. Observar que la mayor parte de la resistencia lateral se moviliza en una profundidad de alrededor de $5d$. El método del API también reconoce la degradación de la resistencia lateral con las cargas cíclicas, aunque en el caso de las arenas saturadas la degradación postulada no refleja aumentos de la presión del agua en los poros. Finn y Martin (1979) describieron la degradación de la resistencia lateral provocada por incrementos de la presión del agua intersticial inducidos por los movimientos sísmicos en el caso de arenas saturadas. El programa BMCOL 76 descrito por Bogard y Matlock (1977) se basa en un método numérico que permite utilizar las curvas P-Y del API para calcular las características de rigidez de los pilotes.

Sección 10 - Fundaciones (SI)

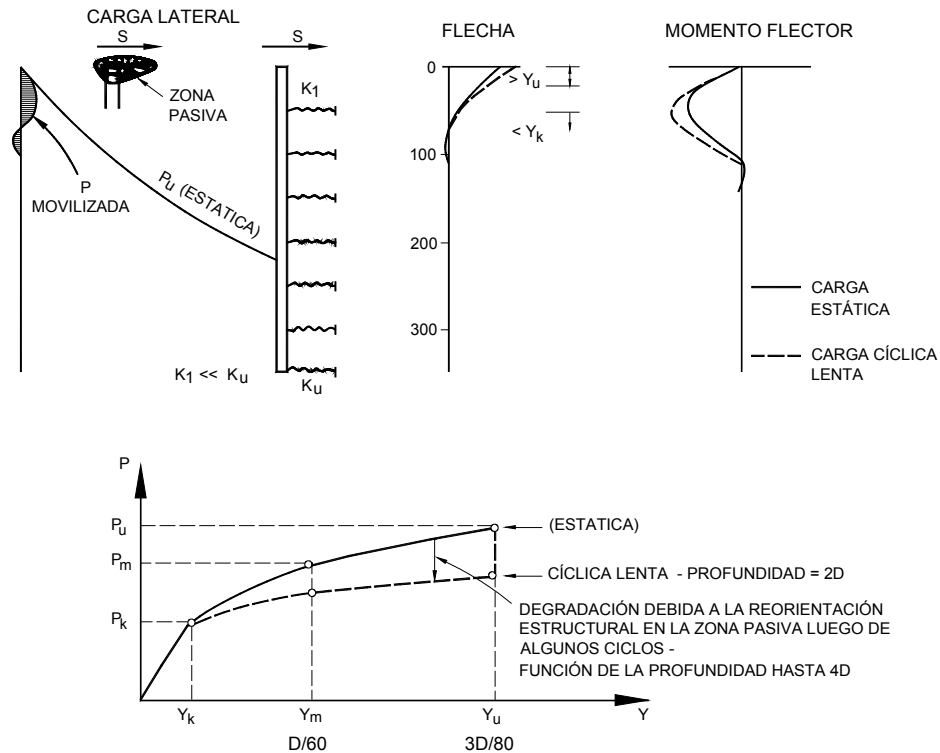


Figura A10.2-2 - Pilotes cargados lateralmente en arena, criterios del API

La influencia del efecto de grupo sobre la rigidez de los pilotes es un tema bastante controversial. Las soluciones que se basan en la teoría de la elasticidad pueden llevar a resultados equivocados cuando ocurre fluencia cerca de la cabeza del pilotes. La evidencia experimental tiende a sugerir que el efecto de grupo no es significativo si las separaciones son mayores que $4d$ a $6d$.

En el caso de los sistemas con pilotes inclinados, el cálculo de la rigidez lateral de los pilotes se complica por la rigidez de los pilotes en compresión y tracción axial. También es importante reconocer que las deformaciones por flexión en los grupos de pilotes inclinados pueden generar fuerzas de reacción importantes sobre el cabezal.

Se debe observar que aunque desde el punto de vista económico los pilotes inclinados son una solución atractiva para resistir las cargas horizontales, estos pilotes son muy rígidos en dirección lateral si están dispuestos de modo que sólo se induzcan cargas axiales. En consecuencia, durante la respuesta sísmica real pueden ocurrir grandes desplazamientos laterales relativos del suelo más flexible que rodea a los pilotes (particularmente si a lo largo de la longitud de los pilotes la rigidez del suelo varía significativamente) y estos desplazamientos relativos pueden a su vez inducir grandes momentos flectores en los pilotes. Por este motivo, se recomienda utilizar sistemas de pilotes verticales más flexibles, en los cuales la carga lateral es resistida por flexión cerca de las cabezas de los pilotes. Sin embargo este tipo de sistema de pilotes se debe diseñar de manera que sea dúctil, ya que es posible que se requieran grandes desplazamientos laterales para resistir la carga lateral. Con un diseño que llegue a un compromiso entre el uso de pilotes inclinados y una separación más grande se puede obtener un sistema que tenga los beneficios de una flexibilidad limitada y la economía que representa soportar las cargas laterales como carga axial.

Interacción Suelo-Pilote - El enfoque pseudoelástico que utiliza las características de rigidez de los pilotes para determinar los momentos flectores que las cargas sísmicas inducen en los pilotes asume que los momentos son inducidos exclusivamente por las cargas laterales que surgen de los efectos inerciales que actúan sobre la estructura del puente. Sin embargo, hay que recordar que se generan cargas inerciales por la interacción los pilotes y el terreno que se mueve libremente durante un sismo, y que los propios desplazamientos del terreno pueden afectar los momentos flectores. Esto se ilustra de manera idealizada en la Figura 3. Cerca de las cabezas de los pilotes los momentos flectores serán dominados por las cargas laterales debidas a la interacción que generan los efectos inerciales sobre la estructura del puente. A mayor profundidad (por ejemplo, a profundidades mayores que $10d$), donde la rigidez del suelo aumenta progresivamente en relación con la rigidez de los pilotes, el pilote estará obligado a

Sección 10 - Fundaciones (SI)

deformarse de manera similar al terreno, y los momentos flectores del pilote se vuelven una función de las curvaturas inducidas por los desplazamientos libres del terreno.

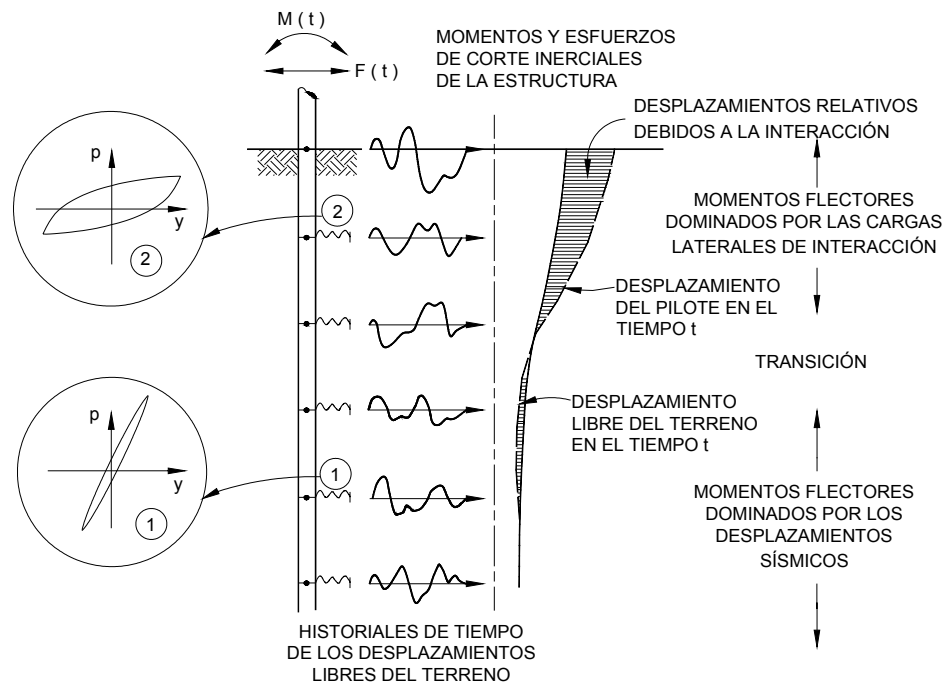


Figura A10.2-3 - Mecanismo de interacción suelo-pilote durante la aplicación de carga sísmica

Para ilustrar la naturaleza de los desplazamientos libres del terreno consideremos la Figura 4, la cual representa un perfil de suelo no cohesivo de 61 m de profundidad sometido al terremoto de El Centro. La respuesta libre del terreno se determinó usando un análisis de respuesta no lineal unidimensional. A partir de los perfiles de desplazamiento indicados para tiempos específicos es posible calcular las curvaturas y los momentos flectores del pilote si se asume que el pilote está obligado a desplazarse en fase con la respuesta libre del terreno.

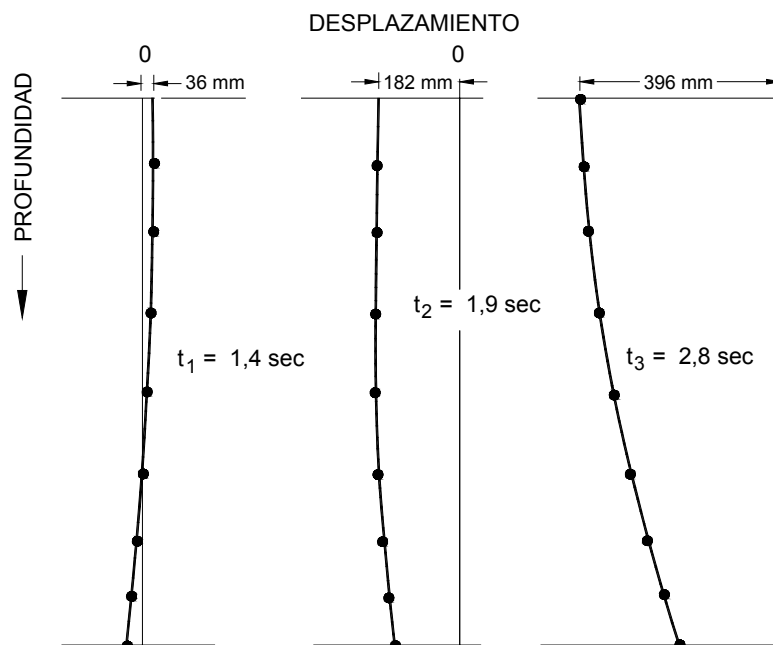


Figura A10.2-4 - Típicos perfiles de desplazamiento sísmico

Sección 10 - Fundaciones (SI)

Es posible que se desarrollen grandes curvaturas en las interfases entre suelos blandos y rígidos y, obviamente, en estos casos se debe enfatizar el uso de pilotes dúctiles flexibles. Margason (1979) sugiere que un sismo importante podría inducir curvaturas de hasta $2,36 \times 10^{-5} \text{ mm}^{-1}$, pero estas curvaturas no deberían representar un problema en el caso de pilotes de acero u hormigón pretensado bien diseñados.

Penzien (1970) describió estudios que incorporan el sistema de interacción suelo-estructura representado en la Figura 3 para un sistema de pilotaje para un puente en una arcilla blanda profunda. Matlock (1978) describió un sistema de interacción suelo-pilote-estructura similar (SPASM), aunque algo más simple que el utilizado por Penzien. De hecho, el modelo utilizado es una versión dinámica del programa BMCOL mencionado anteriormente.

A10.3 REQUISITOS ESPECIALES PARA LOS PILOTES

Las incertidumbres relacionadas con las características de respuesta tanto del terreno como del puente hacen que sea deseable lograr sistemas de fundación con pilotes tolerantes. Se requiere tenacidad bajo curvaturas y cortes inducidos, y por lo tanto en las zonas de elevada peligrosidad sísmica se favorece el uso de pilotes tales como las secciones de acero en H y los pilotes hormigonados in situ con camisa de acero. El acero de las armaduras se debería prolongar hacia la zapata para vincular los elementos entre sí y facilitar la transferencia de carga de los pilotes a los cabezales.

La experiencia indica que en los pilotes de hormigón armado tienden a aparecer rótulas o fallas inmediatamente debajo de la cabeza. Por lo tanto en esta área se debe reducir la separación de las armaduras para que el hormigón esté mejor confinado. Los pilotes prefabricados hincados se deberían construir con una considerable cuantía de acero de confinamiento en forma de zunchos para asegurar una buena resistencia al corte y garantizar que las curvaturas de fluencia impartidas por el suelo o la respuesta estructural sean toleradas. Obviamente es deseable asegurar que los pilotes no fallen por debajo del nivel del terreno y que se obligue a que la fluencia flexional de las columnas ocurra por encima del nivel del terreno. Los requisitos de diseño adicionales establecidos para los pilotes de puentes en Zonas 3 y 4, para los cuales las cargas sísmicas son más severas, reflejan una filosofía de diseño que apunta a minimizar los daños debajo del nivel del terreno, ya que no es fácil realizar inspecciones debajo del nivel del terreno luego de un sismo importante.

Sección 10 - Fundaciones (SI)

REFERENCIAS

American Petroleum Institute. Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms. RP2A. 1979.

Bogard, D. y H. Matlock. "A Computer Program for the Analysis of Beam Columns Under Static Axial and Lateral Loads." En Proc. 1977 Offshore Technology Conference.

Castro, G. "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT6, 1975.

Davisson, M. T. y H. L. Gill. "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM5, 1960.

Dezfulian, H. y S. R. Prager. "Use of Penetration Data for Evaluation of Liquefaction Potential." In Proc. of the 2nd International Conference on Microzonation, 1978.

Ferritto, J. M. y J. B. Forest. Determination of Seismically Induced Soil Liquefaction Potential at Proposed Bridge Sites. Offices of Research and Development, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C., 1977.

Finn, W. O. L., K. W. Lee y G. R. Martin. "An Effective Stress Model for Liquefaction." Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 102, No. GT6, 1977.

Finn, W. D. L. y G. R. Martin. "Seismic Design of Pile Supported Platforms in Sand." Trabajo presentado en el Simposio "Soil Dynamics in the Marine Environment," ASCE Spring Convention, Boston, 1979.

Finn, W. D. L., G. R. Martin y M. K. W. Lee. "Comparison of Dynamic Analyses for Saturated Sands." En Proc. ASCE Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, 1978.

Margason, E. "Earthquake Effects on Embedded Pile Foundations." Seminar on Current Practices in Pile Design and Installation, Associated Pile and Fitting Corporation, San Francisco, 1979.

Martin, Geoffrey R. "Seismic Design Considerations for Bridge Foundations and Site Liquefaction Potential." En Proc., Workshop on Seismic Problems Related to Bridges. Applied Technology Council, Berkeley, 1979.

Martin, P. P. y H. B. Seed. "Simplified Procedure for Effective Stress Analysis of Ground Response." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT6, 1979, pp. 739-958.

Matlock, H., y L. C. Reese. "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles." Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Volumen 89, No. SM5, 1960.

Matlock, Hudson, Stephen H. C. Fook y Lino Cheang. "Simulation of Lateral Pile Behavior Under Earthquake Loading." En Proc. ASCE Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference, 1978.

Penzien, J. "Soil-Pile Foundation Interaction." En Earthquake Engineering. R. L. Wiegel, ed. Prentice Hall, Inc., 1970.

Poulos, H. G. "Behavior of Laterally Loaded Piles I - Single Piles." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volumen 97, No. SM5, 1971.

Seed, H. B. "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Volume 105, No. GT2, 1979.

Seed, H. B. y I. M. Idriss. "A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Volumen 97, No. SM9, 1971.

Seed, H. B., I. Arango y C. K. Chan. Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes. Informe No. EERC 75-28. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1975.

Sección 10 - Fundaciones (SI)

Taylor, P. W. y R. L. Williams. "Foundations for Capacity Designed Structures." Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 12, No. 2, 1979.

Youd, T. L. y D. M. Perkins. "Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential." Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT6, 1977.