

Evaluación y mitigación de la licuefacción

Assessment and mitigation of liquefaction

Jorge Alberto Czelada^{1*} y Svetlana Melentijevic²

Palabras clave

licuefacción;
columnas de grava;
compactación dinámica;
SPT;

Sumario

En este trabajo se muestra la evaluación de potencial de licuefacción mediante el procedimiento empírico simplificado (Youd et al, 2001) utilizando ensayo de campo de penetración estática (SPT) con sus posteriores actualizaciones dadas en Idriss & Boulanger (2006). Se exponen metodologías de cálculo para estimar la mejora del terreno por medio de columnas de grava y compactación dinámica. Para las columnas de grava se presentan el método de Priebe (1995) y el método homogeneizado (parámetros equivalentes). Para la compactación dinámica se presentan los métodos propuestos por “Recomendación Geotécnica para las Obras Marítimas y/o Portuaria” - ROM 0.5-05 (2005) y Nashed et al. (2009). Finalmente estos métodos de cálculo para ambas técnicas de mejora del terreno se comparan con dos distintos casos reales observando resultados similares.

Keywords

liquefaction;
stone columns;
dynamic compaction;
SPT;

Abstract

The simplified empirical procedure in its original form presented in Youd et al (2001) and some further developments given in Idriss & Boulanger (2006) for evaluating liquefaction resistance of soils is presented in this paper only for the criteria based on standard penetration test (SPT). Methods for estimating the ground improvement techniques by stone columns and dynamic compaction are presented. For stone columns Priebe method (1995) and homogenized method (equivalent parameters) are presented. For dynamic compaction methods proposed by “Recomendación Geotécnica para las Obras Marítimas y/o Portuaria” - ROM 0.5-05 (2005) and Nashed et al. (2009) are described. These analysis methods for each ground improvement technique are compared in two different case histories showing similar results in each one.

1. INTRODUCCIÓN

La licuefacción es un fenómeno que principalmente ocurre en suelos granulares, sueltos y saturados, que en lo general sucede bajo la acción dinámica de sismos, tal que el terreno o parte de él colapsa. En actualidad la susceptibilidad del terreno a licuar se puede estudiar mediante los ensayos de laboratorio o a partir de los ensayos de campo. En la evaluación mediante ensayos de laboratorio se requieren muestras inalteradas para ensayos triaxiales dinámicos, lo cual conlleva costes económicos importantes justificados en obras de gran magnitud y en investigaciones científicas. Mientras que los ensayos de campo (Standard penetration test (SPT), Cone penetration test (CPT), Becker penetration test (BPT), ensayos geofísicos que permiten obtener valor de velocidad de ondas de corte (V_s)) permiten evaluar el potencial de licuefacción a base del método empírico, el más utilizado en práctica ingenieril, denominado “procedimiento simplificado”.

Como ejemplo de los colapsos por licuefacción del terreno, se muestran algunas de las repercusiones del sismo Darfield del año 2010 en la ciudad de Christchurch, Nueva Zelanda (figura 1).

Cuando el riesgo frente a licuefacción es elevado y no puede garantizarse la estabilidad del terreno ante un sismo, una de las posibilidades para mitigar sus efectos es la aplicación de métodos de mejora del terreno que permiten aumentar la resistencia del suelo ante la licuefacción.

En este artículo se presenta el procedimiento simplificado solamente para la evaluación del potencial de licuefacción por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) y se describen metodologías de cálculo que permiten evaluar la mejora del terreno ante la licuefacción por medio de columnas de grava y compactación dinámica.



Figura 1. (a) y (b) Erupción masiva del suelo hacia la superficie (Sand Boils), (c) colapso de la fundación de una iglesia por rotura del terreno (grieta de 50-90 cm de ancho y altura de 33cm como máximo), (d) desprendimiento lateral (Lateral Spreading) (Christchurch, Nueva Zelanda) (Rathje et al., 2010).

2. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS

La evaluación del potencial de licuefacción de los suelos se realiza mediante el “procedimiento simplificado” convertido en una metodología de cálculo internacionalmente

* Corresponding author: czeladajorge@gmail.com

¹ Vialidad Nacional, Buenos Aires, Argentina.

² Grupo Rodio-Kronsa, S. L., Madrid, España.

aceptada, que desde su primera publicación (Seed & Idriss, 1971) ha experimentado varias modificaciones por el continuo trabajo de investigación en este campo, y que se encuentra plasmado en la publicación de Youd et al (2001).

Este procedimiento ha sido desarrollado a partir de las evaluaciones empíricas de observaciones de campo y datos de ensayos de laboratorio. Las observaciones in situ consistían en detectar la expulsión del terreno hacia la superficie (sand boil), fisuras en la superficie del terreno (crack) y desprendimientos laterales del terreno (lateral spreading).

Principalmente ha sido verificado para terrenos con pendientes suaves y hasta 15 m de profundidad, aunque últimamente se recomienda analizar la susceptibilidad de licuación hasta las profundidades de 30 m. El método se centra en evaluación de la resistencia del suelo frente a licuefacción, sin tener en cuenta los efectos de post-licuefacción tipo rotura del terreno, asentos, etc.

Principalmente, la acción del sismo se obtiene al conocer la sismología de la zona de estudio y la resistencia del terreno por medio de alguno de estos ensayos de campo: SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test), BPT (Baker Penetration Test) y ensayos geofísicos que permiten obtener la velocidad de ondas de corte (V_s).

El potencial de licuefacción se evalúa por medio de un coeficiente de seguridad frente a licuefacción:

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \quad [1]$$

donde:

CRR = capacidad cíclica del suelo para resistir la licuación.

CSR = acción cíclica debida al sismo.

Para definir un estrato de suelo como licuable, el coeficiente de seguridad debe ser inferior a la unidad ($FS < 1$).

A modo de ejemplo en la figura 2 se observa el coeficiente de seguridad ante la licuefacción a partir de los ensayos de SPT y CPTU para dos casos reales diferentes, y como puede apreciarse este método permite analizar el terreno estrato por estrato.

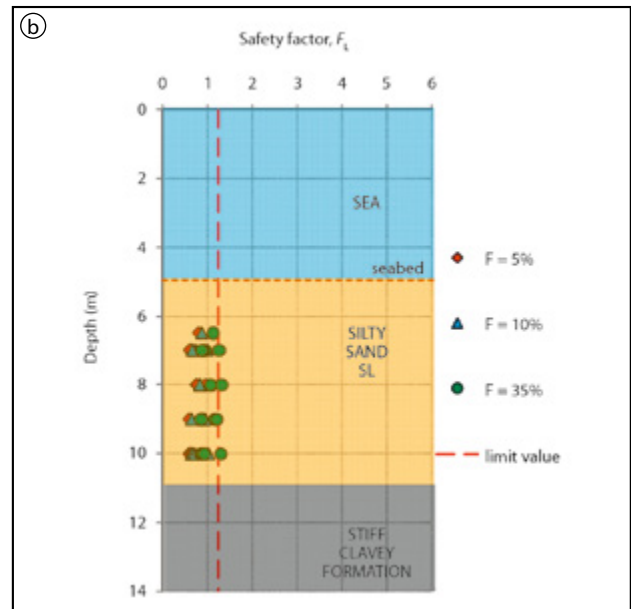
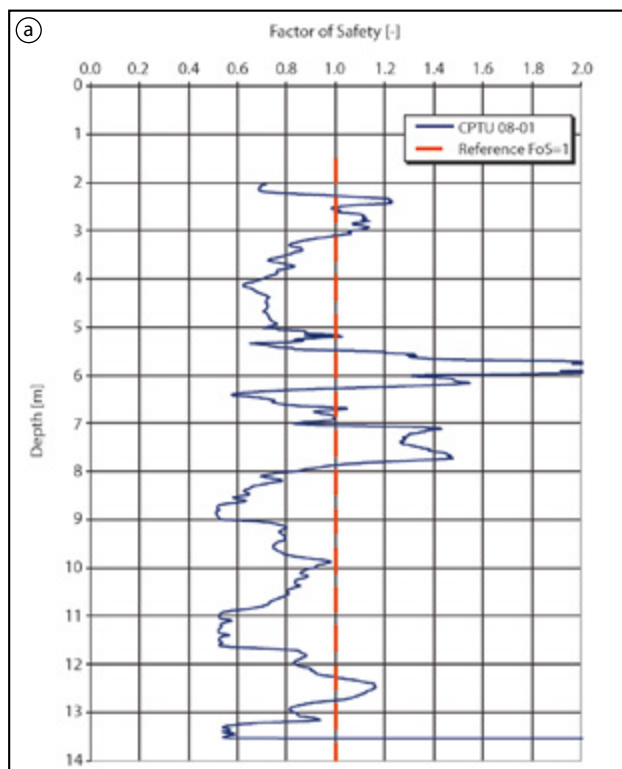


Figura 2. Dos ejemplos de resultado del coeficiente de seguridad FS. (a) Ensayo CPTU (Bertero et al. 2012) y (b) ensayo SPT (Grisolia et al. 2012).

2.1. Acción del sismo sobre el terreno - CRS

La acción del sismo sobre el terreno se analiza mediante CRS “Cyclic Stress Ratio” que podría traducirse como “Relación de tensiones cíclicas”. Este es un número adimensional que relaciona la tensión de corte durante el sismo y la tensión efectiva del terreno a una cierta profundidad:

$$CSR(z) = \frac{\tau_a(z)}{\sigma'_{vo}(z)} = \frac{1}{\sigma'_{vo}(z)} \underbrace{0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \sigma_{vo}(z)}_{\text{Tensión de corte en columna flexible "suelo"}} r_d(z) \quad [2]$$

Tensión de corte en columna rígida "roca"

donde:

a_{max} = es la aceleración máxima horizontal en la superficie del terreno.

g = es la aceleración de la gravedad.

σ_{vo} y σ'_{vo} = son la tensión total y la tensión efectiva respectivamente.

τ_a = es la tensión de corte cíclica efectiva.

r_d = es el coeficiente de reducción de tensiones.

z = es la profundidad.

La tensión de corte cíclica que genera el sismo es función no lineal con respecto a la profundidad y depende de la rigidez de cada estrato y de las características del sismo. Consecuentemente la respuesta será única para cada situación de análisis.

Por ejemplo, si se analiza la propagación vertical de las ondas de corte en un estrato de roca, el comportamiento se asemejaría al de una columna rígida, lo que produciría que la aceleración sea constante en toda la altura. En cambio la respuesta de una columna flexible es totalmente diferente como la que ocurre en estratos de suelo, la aceleración máxima tiende a amplificarse a medida que las ondas de corte alcanzan la superficie, esto se debe a que la frecuencia natural del terreno se encuentra entre el contenido de frecuencias del sismo. Por otro lado se ha demostrado empíricamente que el nivel de deformación del sismo suele variar entre 50-70% de la máxima deformación por corte y

por tal motivo, se considera en la ecuación 2 el 65% del valor máximo de la aceleración (Kramer, 1996).

El coeficiente de reducción de tensiones r_d permite calcular las tensiones de corte que ocurren en el terreno en base al comportamiento de una columna rígida. La determinación del coeficiente de reducción de tensiones que expresa Youd et al. (2001) es:

$$r_d(z) = \frac{1 - 0.4113\sqrt{z} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177\sqrt{z} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (z \leq 15\text{m}) \quad [3]$$

Esta ecuación presentada por Youd et al. (2001) solo depende de la profundidad sin considerar ningún aspecto geotécnico ya que estos fueron introducidos de forma indirecta al realizar varios estudios de propagación de ondas en terrenos pero solamente ha sido verificada hasta una profundidad de 15 m. Por otro lado la actualización de Idriss y Boulanger (2006) incorpora en su análisis la influencia de la magnitud del sismo M_w :

$$r_d = e^{\left[\left(-1.012 - 1.126 \operatorname{seno}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \operatorname{seno}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right) \right) M_w \right]} \quad (z \leq 34\text{m}) \quad [4]$$

$$r_d = 0.12e^{0.22M_w} \quad (z > 34\text{m}) \quad [5]$$

En la figura 3 se han representado las ecuaciones 3 y 4, las cuales muestran una similitud considerable para un sismo de magnitud $M_w=7.5$ hasta aproximadamente 12.5m de profundidad. Y como puede apreciarse a medida que la profundidad aumenta, el factor de reducción de tensiones disminuye.

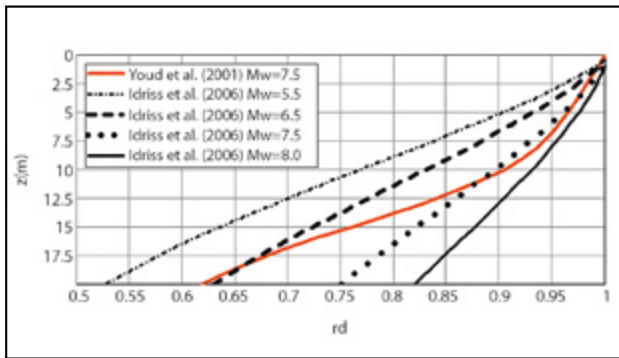


Figura 3. Factor de reducción de tensiones (ecuaciones 3 y 4).

2.2. Resistencia a la licuefacción del terreno – CRR

La resistencia a la licuefacción del terreno se determina por el factor CRR “Cyclic Resistance Ratio” que podría traducirse como “Relación de resistencia cíclica”. Es un número adimensional que parte de un valor base $CRR_{7.5,cs}$ determinado de ensayos de campo y que se encuentra normalizado para un sismo de magnitud $M_w=7.5$ y para una arena limpia (clean sand), que puede ser modificado por diferentes factores al alejarse de las condiciones normales:

$$CRR(z) = (MSF K_\sigma K_\alpha K_{DR} K_s) CRR_{7.5,cs}(z) \quad [6]$$

donde:

MSF = “Magnitude Scaling Factor” (factor de escala según magnitud del sismo),

K_σ = factor de corrección por estado tensional,

K_α = factor de corrección por inclinación de la superficie,

K_{DR} = factor de corrección por edad del depósito geológico,

K_s = factor de corrección en suelos no saturados.

El factor de escala según la magnitud del sismo es $MSF=1$ cuando la magnitud es $M_w=7.5$, el factor de corrección por estado tensional es $K_\sigma=1$ cuando la presión vertical efectiva es inferior a 100kPa, el factor por inclinación del terreno es $K_\alpha=1$ cuando el terreno es horizontal, y los factores K_{DR} y K_s pueden considerarse igual a la unidad en la práctica ingenieril.

Una de las figuras más difundidas sobre la resistencia ante la licuefacción para el ensayo SPT es el de la figura 4a que muestra la correlación entre el valor de $CRR_{7.5,cs}$ y el valor $(N_1)_{60,cs}$ (valor del número de golpes normalizado para una presión de confinamiento de 100kPa, energía del 60% y un contenido de finos inferior al $FC < 5\%$, denominado como arenas limpias “clean sand”).

La formulación que permite evaluar la resistencia a la licuefacción se define según las ecuaciones 7 y 8 (Youd et al, 2001), siendo el número de golpes dado en función del contenido de finos (ecuación 8).

$$CRR_{7.5,cs} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60,cs}} + \frac{(N_1)_{60,cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60,cs} + 45]^2} - \frac{1}{200} \left((N_1)_{60,cs} < 34 \right) \quad [7]$$

$$(N_1)_{60,cs} = \begin{cases} \left(N_1 \right)_{60} & \text{si } FC \leq 5\% \\ \left[1.76 \cdot \left(\frac{190}{FC^2} \right) \right] \left(N_1 \right)_{60} & \text{si } 5\% < FC < 35\% \\ 5 + 1.2 (N_1)_{60} & \text{si } FC \geq 35\% \end{cases} \quad [8]$$

Según la investigación de Idriss y Boulanger (2006) la correlación puede obtenerse mediante las ecuaciones 9 y 10, y en la Figura 4b se muestra el valor de CSR para ambas metodologías (Idriss y Boulanger (2006) y Youd et al. (2001)). Y en la Figura 4c se representa el incremento del valor del N_{spt} cuando $FC > 5\%$ por medio de la ecuación 11.

$$CRR_{7.5,cs} = e^{\left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{126} \right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{23.6} \right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60,cs}}{25.4} \right)^4 - 2.8 \right)} \quad [9]$$

$$(N_1)_{60,cs} = (N_1)_{60} + e^{\left(1.63 + \frac{9.7}{FC} \left(\frac{15.7}{FC} \right)^2 \right)} \quad [10]$$

$$c = \frac{(N_1)_{60,cs}}{(N_1)_{60}} \quad [11]$$

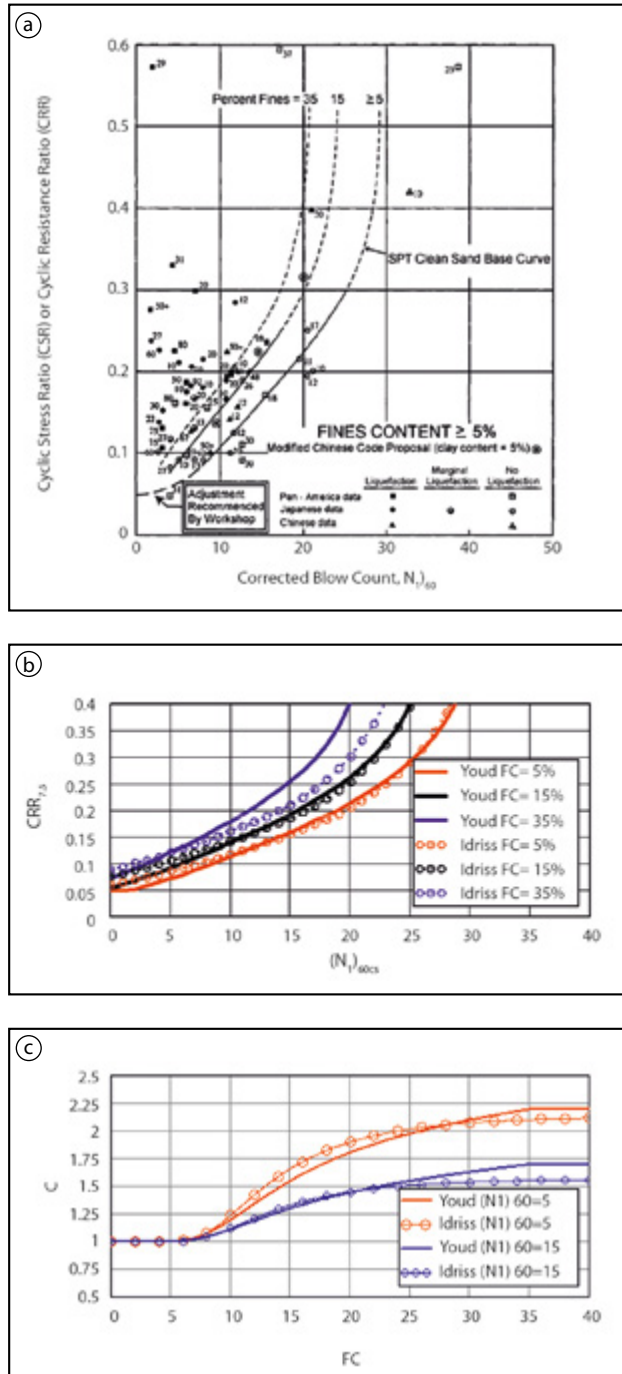


Figura 4. (a) Relación entre $CRR_{7.5}$ y $(N_1)_{60}$ (Youd et al, 2001), **(b)** comparación entre $CRR_{7.5}$ y $(N_1)_{60,cs}$ de las metodologías de Youd et al (2001) y Idriss y Boulanger (2006) (ecuaciones 7, 8, 9 y 10) y **(c)** representación del incremento del $(N_1)_{60,cs}$ para suelos con $FC > 5\%$ (ecuación 11).

2.3. Factores de corrección de $CRR_{7.5,cs}$

Los factores de corrección que permiten adecuar la resistencia a la licuefacción cuando se ven alteradas las condiciones para la cual fue obtenido el valor de $CRR_{7.5,cs}$ son: MSF , K_σ , K_α , K_{DR} y K_S .

El factor de MSF permite determinar la resistencia del terreno cuando la magnitud del sismo difiere de 7.5. Según Youd et al. (2001) queda determinado entre dos límites de la Figura 5 mientras que Idriss y Boulanger (2006) propusieron la siguiente expresión:

$$MSF = 6.9e^{\left(\frac{-M_w}{4}\right)} - 0.058 \leq 1.8 \quad [12]$$

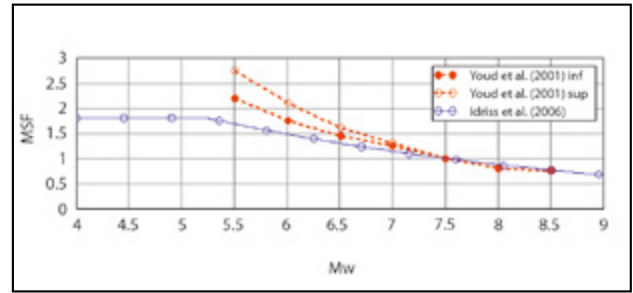


Figura 5. Correlación de MSF según Youd et al. (2001) e Idriss y Boulanger (2006).

El factor de K_σ permite estimar la disminución de la resistencia cuando la presión vertical efectiva supera los 100kPa. De los ensayos de laboratorio se observó que este incremento es no lineal como puede observarse en la Figura 6 y se expresa según Youd et al. (2001) o Idriss y Boulanger (2006) por las siguientes formulas:

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{vo}}{100kPa} \right)^{f-1} \quad [13]$$

$$K_\sigma = 1 - \left(\frac{1}{18.9 - 17.3 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}}} \right) \ln \left(\frac{\sigma'_{vo}}{100kPa} \right) \leq 1 \quad [14]$$

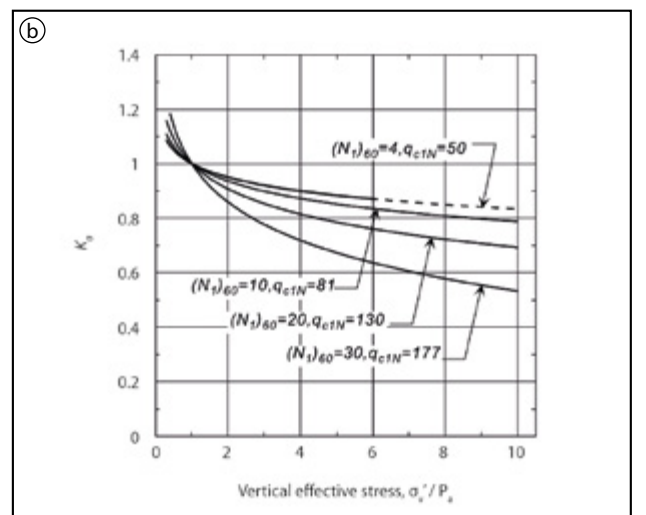
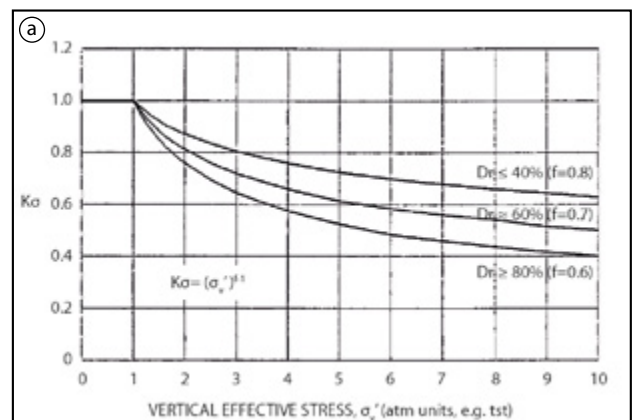


Figura 6. Factor de corrección K_σ en función de la presión vertical efectiva **(a)** Youd et al. (2001) e **(b)** Idriss y Boulanger (2006).

El factor K_α que permite evaluar la resistencia a la licuefacción en terrenos inclinados, cuando la pendiente de la superficie supera el 6%. Esta inclinación modifica la dirección de las tensiones principales geostáticas de forma tal que en los planos horizontales se desarrollan tensiones de cortes que pueden modificar la seguridad ante la licuefacción.

Idriss y Boulanger (2006) proponen la aplicación de un parámetro de estado relativo ε_R , que ha demostrado ser práctico para definir y modelizar la variación de K_α con la relación de la densidad relativa y presión de confinamiento, observada durante la realización de ensayos. En la Figura 7 se observa la variación de este factor y las ecuaciones son:

$$\varepsilon_R = \frac{1}{Q - \ln\left(\frac{100(1+2K_0)}{3Pa}\right)} - \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{46}} \quad [15]$$

$$b = e^{\left[-1.11 + 12.3\alpha^2 + 1.31\ln(\alpha + 0.0001)\right]} \quad [16]$$

$$K_\alpha = 1267 + 636\alpha^2 - 634e^\alpha - 632e^{-\alpha} + be^{\left(\frac{-\varepsilon_R}{0.138 + 0.126\alpha + 2.52\alpha^3}\right)} \quad [17]$$

donde:

α = es la relación entre la tensión de corte y efectiva geostáticas.

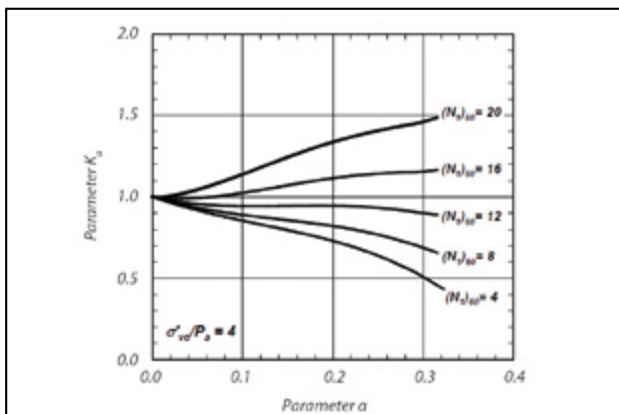
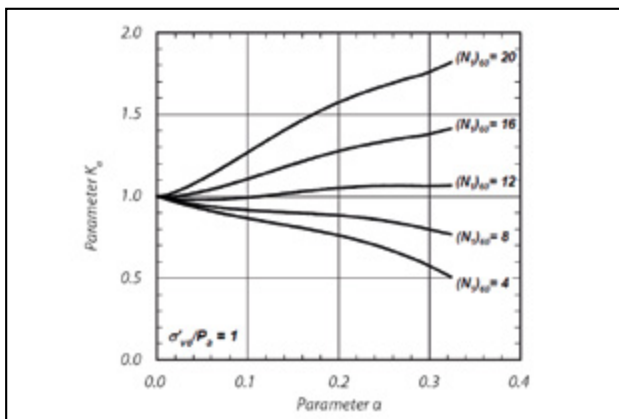


Figura 7. Influencia de $(N_1)_{60}$ en el valor de K_α para diferentes presiones de confinamiento (Idriss y Boulanger 2006).

El factor de corrección K_{DR} permite evaluar el incremento de la resistencia por la edad geológica del estrato. Hayati et al. (2009) a partir de los resultados de ensayos realizados en laboratorio proponen la siguiente expresión:

$$K_{DR} = 0.13\log(t) + 0.83 \quad [18]$$

donde:

t = es el tiempo en años desde la disposición del estrato o perturbación anterior.

El factor de corrección K_s permite evaluar el incremento de resistencia a la licuefacción en suelos no saturados. Hossain et al. (2012) propone evaluar esta condición del suelo por medio de las velocidades de ondas de propagación de compresión y de corte. La expresión determinada a partir de ensayos es:

$$B = \frac{\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - 3.5}{\left(\frac{Vp}{Vs}\right)^2 - \frac{4}{3}} \quad [19]$$

$$K_s = \left\{ 0.95 + e^{\left[2 - 1.95\ln\left(\frac{Vp}{100} - 1.3\right)\right]} \right\}$$

$$\left(\frac{M_w}{8}\right) \left[\frac{(100 - D_r)}{(0.03D_r^2 + 1.31D_r)e^{2.85B}} \right] \quad [20]$$

donde:

Vp y Vs = son las velocidades de propagación de ondas de compresión y de corte respectivamente.

D_r = es la densidad relativa.

3. MITIGACIÓN DE LICUEFACCIÓN CON COLUMNAS DE GRAVA

La instalación de las columnas de grava mejora al terreno de forma tal que se densifica el terreno, disminuyen los tiempos de consolidación, aumenta la capacidad portante y reducen los asentamientos. En este trabajo se describe el método de Priebe (1995) y el método de parámetros equivalentes. Se presenta un caso real donde se utilizaron las columnas de grava para mitigación de la licuefacción con el registro del ensayo SPT antes y después de la mejora, y a su vez se analizan con los métodos de cálculo mencionados.

3.1. Estimación de mejora según Priebe (1995)

Este método tiene tres hipótesis de cálculo: (1) las columnas se apoyan en un estrato rígido, (2) el material de las columnas es incompresible y (3) no se considera el peso de la columna ni del suelo inicial. Aunque el cálculo puede realizarse para parámetros drenados o no drenados, para este caso deben ser considerados los no

drenados ya que los sismos duran aproximadamente segundos, tiempo tal que las deformaciones producidas en el suelo son sin cambio de volumen dado que el tiempo para disipación de las presiones intersticiales es insuficiente. El módulo de Poisson teórico en estas condiciones es $\nu=0.5$, por lo que la ecuación desarrollada para esta condición es:

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{1}{\tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_c}{2} \right) (1 - A_c/A)} - 1 \right] \quad [21]$$

donde:

A_c = es el área de la columna de grava.

A = es el área de influencia de la columna.

ϕ_c = es el ángulo de rozamiento de la columna de grava.

En la figura 8 se muestra la ecuación 21 y como se puede observar el factor n_0 tiende a un máximo cuando la relación de áreas A/A_c tiende a 2.

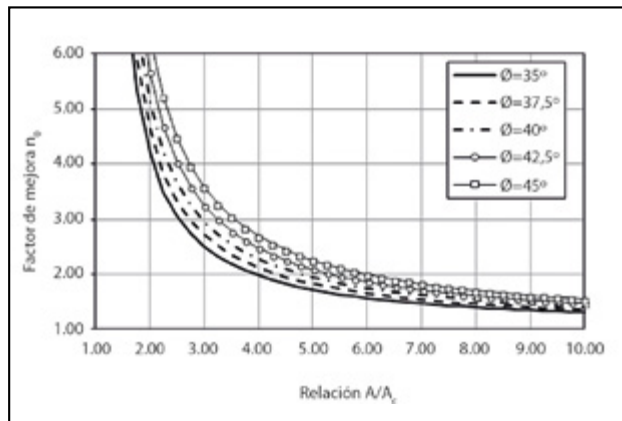


Figura 8. Factor de mejora n_0 en función de la relación A/A_c para $\nu=0.5$ (Ecuación 21).

También se puede calcular el factor α que relaciona la tensión remanente en el suelo entre columnas p_s y la tensión en el suelo sin columnas de grava p mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{p_s}{p} = \frac{1}{n_0} \quad [22]$$

Como se comenta en Priebe (1995) para estimar la eficiencia de las columnas de grava se propone reducir el valor de CSR con la misma relación que se utiliza para estimar la descarga de tensiones que sufre el terreno con las columnas de grava al ser aplicada una carga en superficie, este factor es el denominado anteriormente por la letra α , por lo tanto la expresión de CSR con la incorporación de las columnas de grava es:

$$CSR_{post} = CSR_{pre} \alpha \quad [23]$$

De forma inversa puede obtenerse el coeficiente de seguridad ante la licuefacción del terreno mejorado con columnas de grava con la siguiente expresión:

$$FS_{post} = FS_{pre} / \alpha = n_0 FS_{pre} \quad [24]$$

3.2. Estimación de mejora con parámetros equivalentes

Con esta metodología en primera etapa se determinan los parámetros equivalentes del conjunto “suelo-columnas de grava” y en segunda etapa se estima el valor de CRR a partir de alguna correlación conocida entre el ángulo de fricción interna del suelo y el número de golpes del SPT. Según la Guía de Cimentaciones en Obras de Carreteras puede obtenerse el ángulo de fricción equivalente a largo plazo ϕ_e por medio del factor de reducción de asientos α y del porcentaje de sustitución ρ (tabla 1):

$$\phi_e = \tan \left[(1 - \alpha(1 - \rho)) \tan(\phi_c) + (\alpha(1 - \rho)) \tan(\phi_s) \right]^{-1} \quad [25]$$

Tabla 1. Relación aproximada entre ρ y α

Porcentaje de sustitución $\rho=A_c/A$	Factor de reducción de asientos α
0.1	0.8
0.2	0.65
0.3	0.47
0.4	0.35
0.5	0.5

El valor posterior del número de golpes $(N_1)_{60,post}$ puede ser obtenido a partir de la correlación propuesta por Mayne et al. (2002):

$$(N_1)_{60,post} = \frac{(\phi_e / \text{deg} - 20)^2}{15.4} \quad [26]$$

Una vez obtenido el valor de $(N_1)_{60,post}$ se recalcula el valor de CRR mediante el procedimiento simplificado (Youd et al. 2001 o Idriss y Boulanger 2006).

3.3. Caso real -Autovías de Farmington – Rollins (2005)

En las autovías de Farmington, Utah (Estados Unidos) se ejecutaron 300 columnas de grava de 1.1m de diámetro hasta una profundidad de 7m separadas entre sí 2m y drenes verticales con la misma separación y profundidad. El terreno presentaba un suelo potencialmente licuable entre los 2m y 6m de profundidad (figura 9a) y según el proyecto el valor mínimo admisible a alcanzar por las columnas de grava era $(N_1)_{60,cs}=17$ (figura 9b).

Para comprobar las metodologías de cálculo de Priebe (1995) y de parámetros equivalentes se determinó el valor de $(N_1)_{60}$ y $CRR_{7.5cs}$ con la mejora del terreno y se las compara con el ensayo de campo después de la mejora (Figura 10).

Los valores de entrada utilizados son: factor de sustitución $\rho=27\%$ y ángulo de fricción interna de las columnas de grava de $\phi_c=40^\circ$. Como resultado se obtuvo una mejora según Priebe de $n_0=2.5$ y un ángulo de fricción interna equivalente $\phi_e=37^\circ$. Para ambas metodologías se calculó el factor CRR por medio de la expresión de Youd et al. (2001) para un contenido de finos del $FC=5\%$, ya que los valores presentados en la figura 9 se presentaron normalizados para una arena limpia.

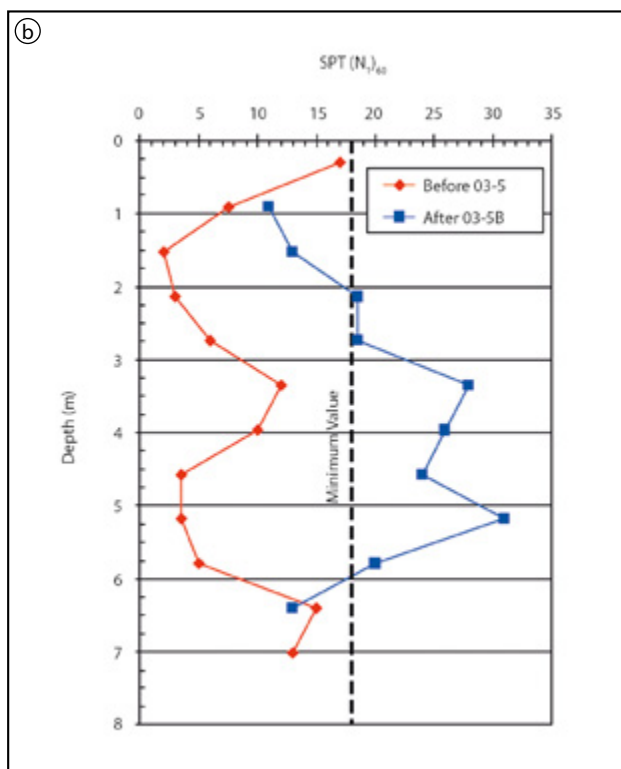
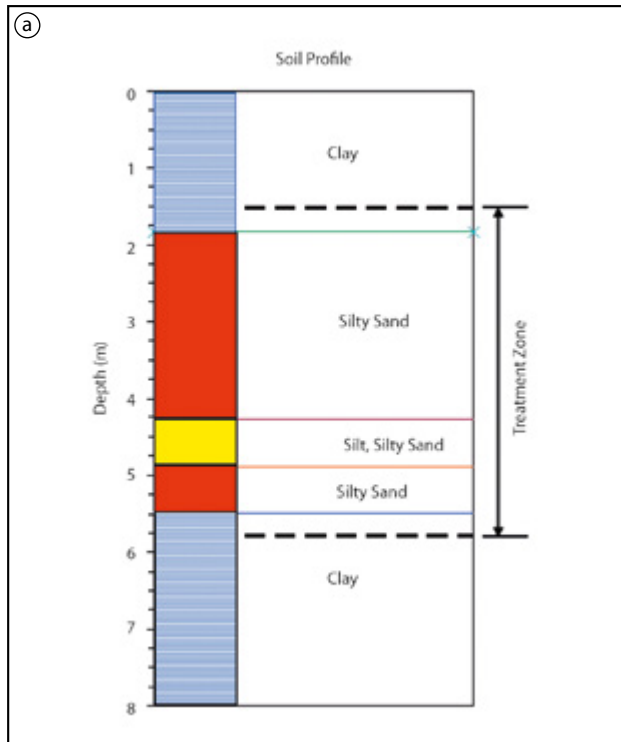


Figura 9. (a) Perfil típico, **(b)** $(N_1)_{60,cs}$ antes y después del tratamiento (Rollins, 2005).

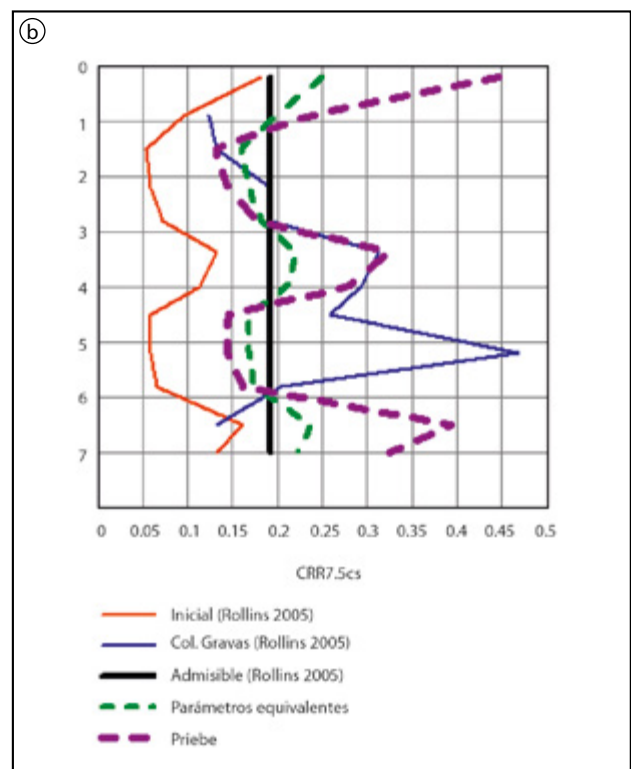
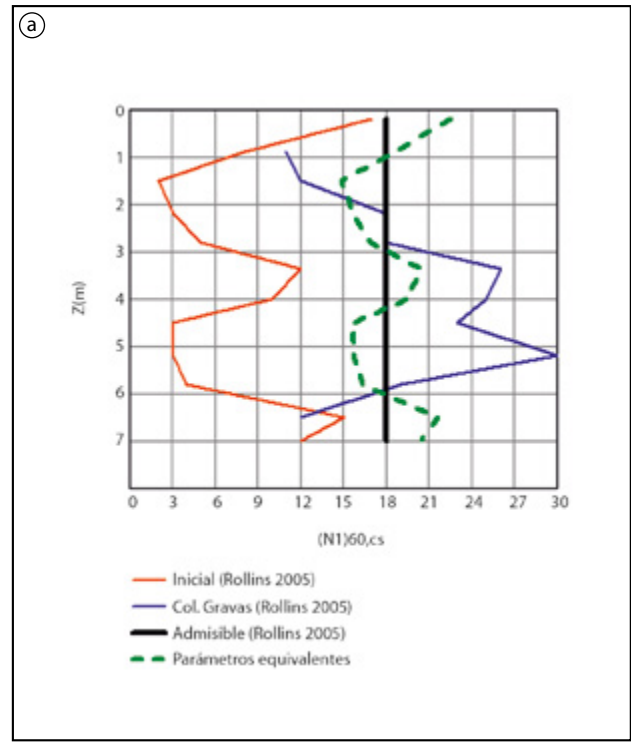


Figura 10. (a) $(N_1)_{60,cs}$ antes y después del tratamiento, **(b)** $CRR_{7.5cs}$ antes y después del tratamiento.

4. MITIGACIÓN DE LICUEFACCIÓN CON COMPACTACIÓN DINÁMICA

La compactación dinámica es una técnica de densificación y de mitigación de licuefacción en arenas sueltas o limos de baja plasticidad y en aquellos casos en que el contenido de finos sea elevado se suelen utilizar drenes verticales. Conceptualmente el proceso de compactación induce un exceso de presiones de poros que posibilita a la licuefacción de la arena, y por lo tanto genera su densificación

que si se adicionan drenes verticales se disipan en menos tiempo las presiones de poros.

Entre los diferentes métodos existentes para estimar la mejora mediante compactación dinámica a continuación se describen los presentados en ROM 05-05 (2005) y en Nashed et al. (2009). Se presenta un caso real donde se utilizó la compactación dinámica para mitigación de la licuefacción con el registro del ensayo SPT antes y después de la mejora, y a su vez se los analiza con los métodos de cálculo mencionados.

4.1. Estimación de mejora según ROM 0.5-05 (2005)

La estimación que propone la ROM 0.5-05 (2005) es un método empírico donde la profundidad de la zona densificada está relacionada con la energía del golpe y esta, a su vez, con la variación de la relación de vacíos. La experiencia indica que esa profundidad está dada por la siguiente fórmula empírica:

$$D = \alpha \sqrt{MH} \quad [27]$$

donde:

D = es la profundidad del tratamiento en metros.

M = es la masa de la maza en toneladas.

H = es la altura de caída de la maza en metros

α = es un factor que depende del tipo de terreno y de las características de la mejora. El valor a usar es próximo a $0.5(m/t)^{1/2}$ (La presencia de un fondo rígido puede aumentar dicho valor).

Existe una correlación entre la energía aplicada y el aumento medio de la densidad seca del terreno no tratado, que depende del tipo de terreno. Para suelos arenosos saturados se puede estimar que el aumento medio de la densidad seca viene expresado por la siguiente relación:

$$\Delta \gamma_d (\%) = n E_s^{1/2} \quad [28]$$

donde:

$\Delta \gamma_d (\%)$ = es el aumento medio de la densidad seca expresado en tanto por ciento de la densidad seca existente antes del tratamiento.

n = es una constante de valor típico del orden de $0.2 \text{ kPa}^{-1/2}$.

E_s = es la energía aplicada y se calcula de la siguiente forma:

$$E_s = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^N \frac{M V_i^2}{A D} \quad [29]$$

donde:

N = es el número total de golpes.

V_i = es la velocidad de impacto.

A = es el área de influencia tratada.

Una vez obtenido el peso específico seco del terreno mejorado, se traduce este valor en el número de golpes por medio de la densidad relativa y por último se determina el nuevo valor de CRR . Por tratarse de cálculos estimativos de diseño a falta de ensayos pueden utilizarse las siguientes expresiones (Mayne et al. 2002):

$$e_{\min} = 0.808 e_{\max} \quad [30]$$

$$D_r = 100 \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad [31]$$

$$D_{r, \text{post}} = \frac{\gamma_{d, \min} (\gamma_d (1 + \Delta \gamma) - \gamma_{d, \max})}{\gamma_d (1 + \Delta \gamma) (\gamma_{d, \min} - \gamma_{d, \max})} \quad [32]$$

donde:

$e_{\max}$ y $e_{\min}$ = son la relación de vacíos máxima y mínima respectivamente.

$\gamma_{d, \max}$ y $\gamma_{d, \min}$ = son el peso específico seco máximo y mínimo respectivamente.

$D_{r, \text{post}}$ = es la densidad relativa posterior a la mejora del terreno.

4.2. Estimación de mejora según Nashed et al. (2009)

El trabajo propuesto por Nashed et al. (2009) y Thevanayagam et al. (2009) propone un análisis numérico de la densificación del terreno con un modelo que contempla la disipación espacial de la energía, distribución de la presión de poros y de forma acoplada la consolidación y la densificación del terreno. Para simplificar los cálculos se presenta un conjunto de 36 gráficos para estimar el valor de $(N_1)_{60, \text{cs}}$ después de la mejora del terreno. En la Figura 11a se muestra uno de los resultados de la mejora del terreno, en la Figura 11b la malla para las tres fases de impactos y malla de drenes verticales y en la Figura 11c el esquema de compactación.

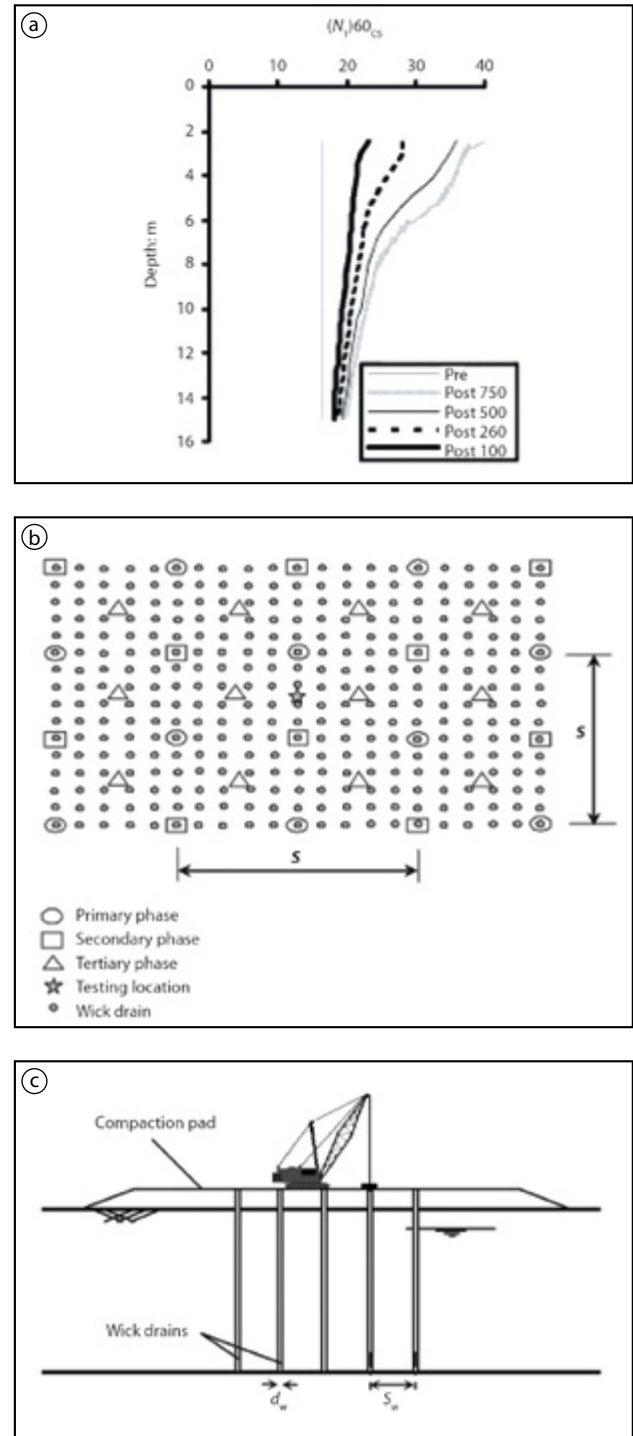


Figura 11. (a) Estimación de mejora del terreno para el caso de $(N_1)_{60, \text{cs}} = 16$ antes de la mejora, (b) esquema de malla de impactos y (c) esquema de compactación (Nashed et al., 2009).

Las variables que utilizan en la figura 11a son: energía de cada impacto (100Mgm, 260Mgm, 500Mgm y 750Mgm), número de impactos por malla (8), el espaciado entre los puntos de la malla de primera fase (15m), tiempo entre impactos (4min), separación entre drenes (1.5m), permeabilidad del suelo (10^{-7} m/s) y $(N_1)_{60cs}$ antes de la mejora (16).

4.3. Caso real - Nueve tanques de petróleo - (Madji, 2007)

Para la fundación de nueve tanques de petróleo se ha llevado a cabo la mejora del terreno por medio de compactación dinámica por problemas de licuefacción. El perfil del terreno consta de 13m de arenas sueltas, y los datos de características de ejecución de compactación son maza de 20t, altura de caída de 20m y malla de impactos de 5m x 5m con 18 impactos en cada punto de malla (lo que representan ~300Mgm). En la Figura 12 se observan los valores del número de golpes (Nspt) antes y después de la mejora como también el coeficiente de seguridad ante la licuefacción. Según Madji et al. (2007) este incremento del FS es adecuado para la fundación de los tanques.

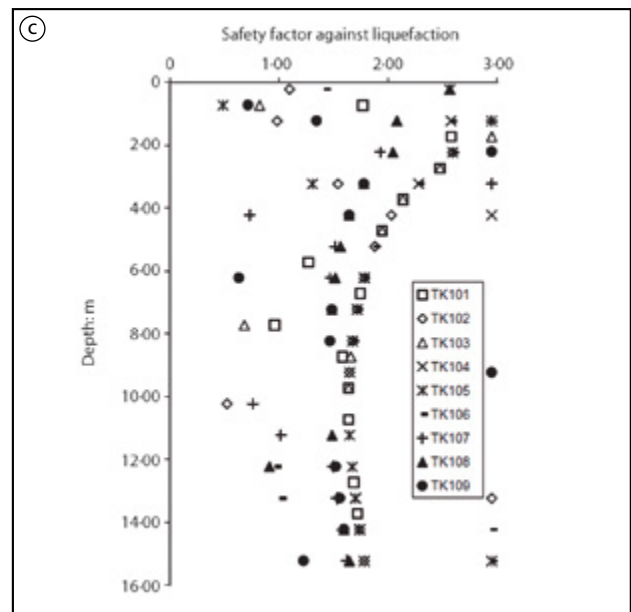
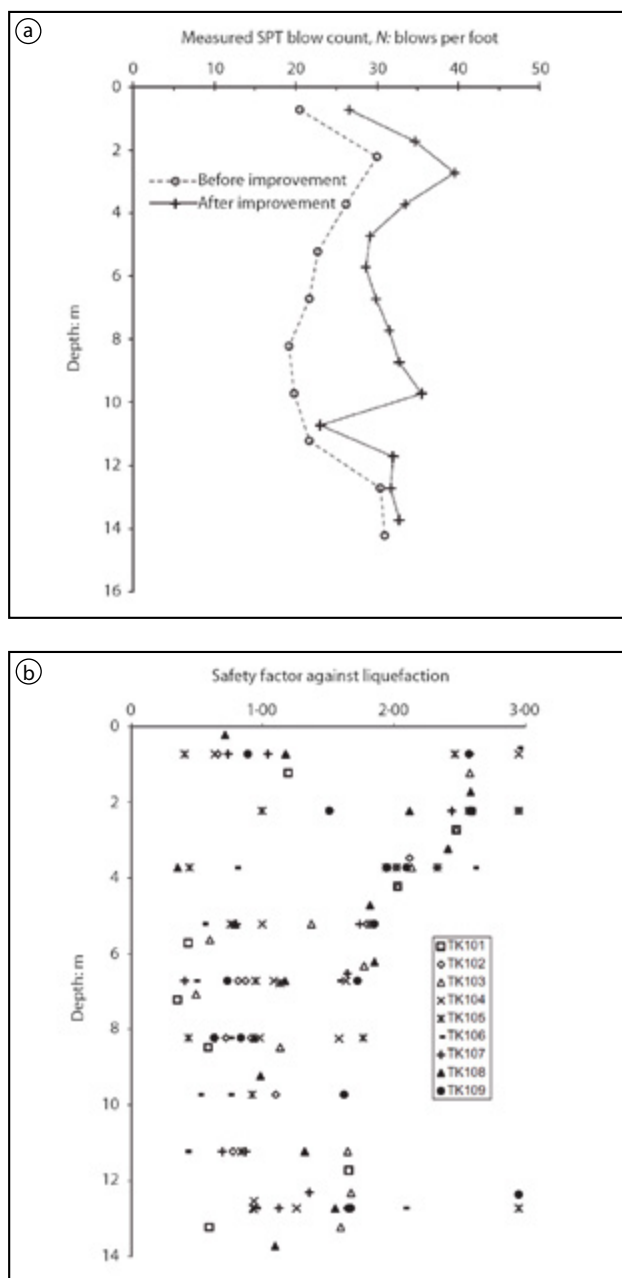


Figura 12. (a) Valores medios de Nspt, (b) FS antes de la mejora y (c) FS después de la mejora (Madji et al. 2007).

Para comprobar las metodologías de la ROM 0.5-05 (2005) y de Nashed et al. (2009) presentadas en los capítulos 4.1 y 4.2 se realiza la Figura 13, estimando el valor del número de golpes Nspt después de la mejora por el método de la ROM 0.5-05 (2005) (Figura 13a) y el valor de $(N_1)_{60cs}$ y FS en las figuras 13b y 13c para los métodos de la ROM 0.5-05 (2005) y Nashed et al. (2009) respectivamente.

Para una aceleración máxima $a_{max}=0.27g$, se varió el valor de n entre 0.15 y 0.2 (ecuación 28) para el método de la ROM 0.5-05 (2005), y se utilizó la Figura 11a y las expresiones de Youd et al. (2001) para el método de Nashed et al (2009).

5. CONCLUSIONES

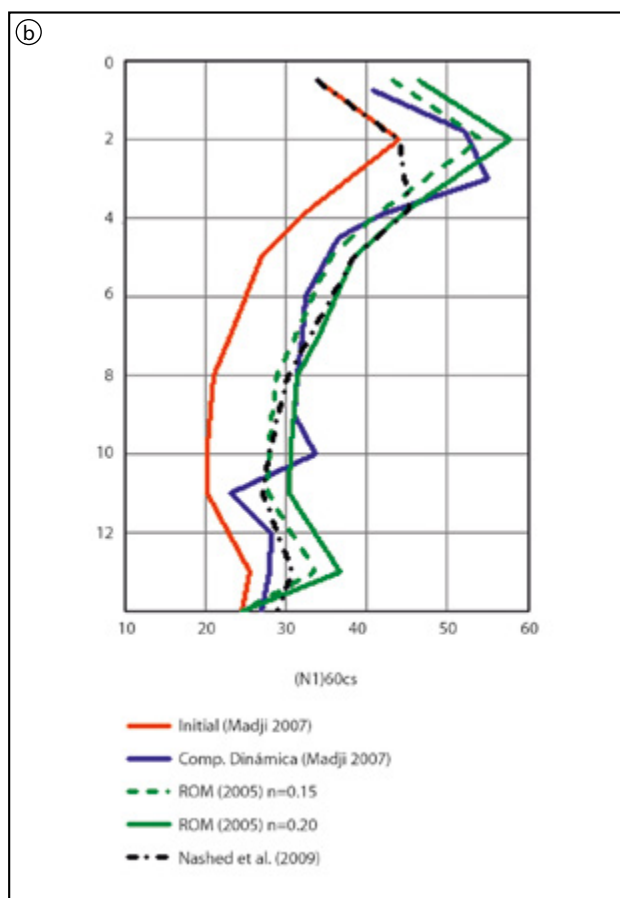
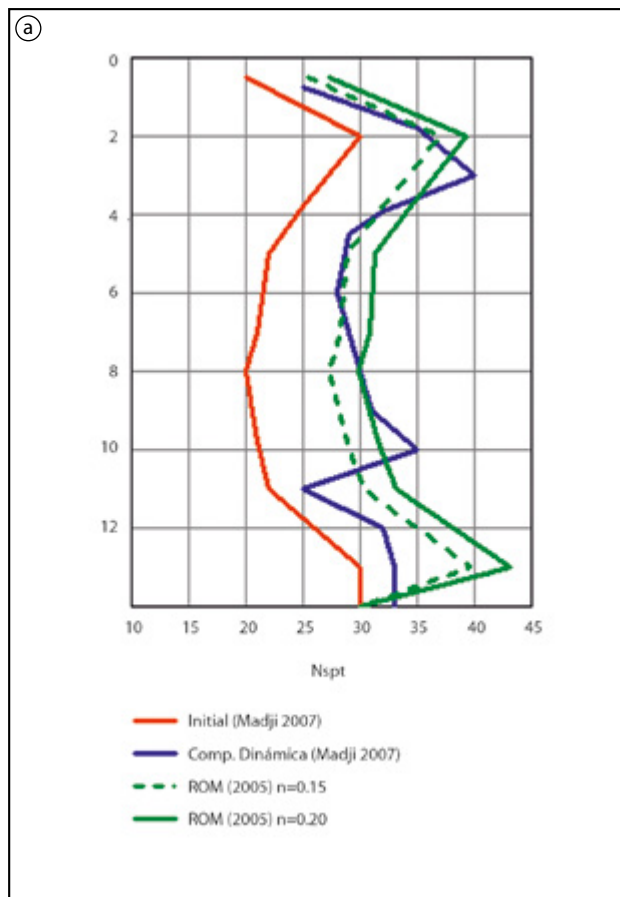
En primera instancia se realiza una breve historia del arte sobre las metodologías de cálculo del potencial de licuefacción a partir del ensayo de penetración estándar SPT.

En segunda instancia se presentan las técnicas de columnas de grava y compactación dinámica para la mitigación de licuefacción. Además se presentan estimaciones de cálculo que permiten diseñar la mejora del terreno frente a licuefacción con los parámetros geotécnicos iniciales del terreno. De la comparación entre estas técnicas y dos casos reales se puede concluir que para las columnas de grava el método de Priebe (1995) y el método con parámetros equivalentes presentan resultados similares. Por otro lado, para la compactación dinámica el método de Nashed et al. (2009) sin duda es más sencillo en comparación al de la ROM 0.5-05 (2005).

6. BIBLIOGRAFÍA

Bertero, A., Giovaani, P. y Nozu, M., (2012) "Dynamic vs Static Improvement of Potentially Liquefiable Soil". Proc. 2nd International conference on performance-based design in earthquake geotechnical engineering. Taormina, Italia, pp.682-694.

Dirección general de carreteras (2009) *Guía de cimentaciones de obras de carreteras*. Ministerio de Fomento. España.



Hayati, H., Andrus, R. D., (2009). *Updated Liquefaction Resistance Correction Factors for Aged Sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(11), pp 1683-1692.

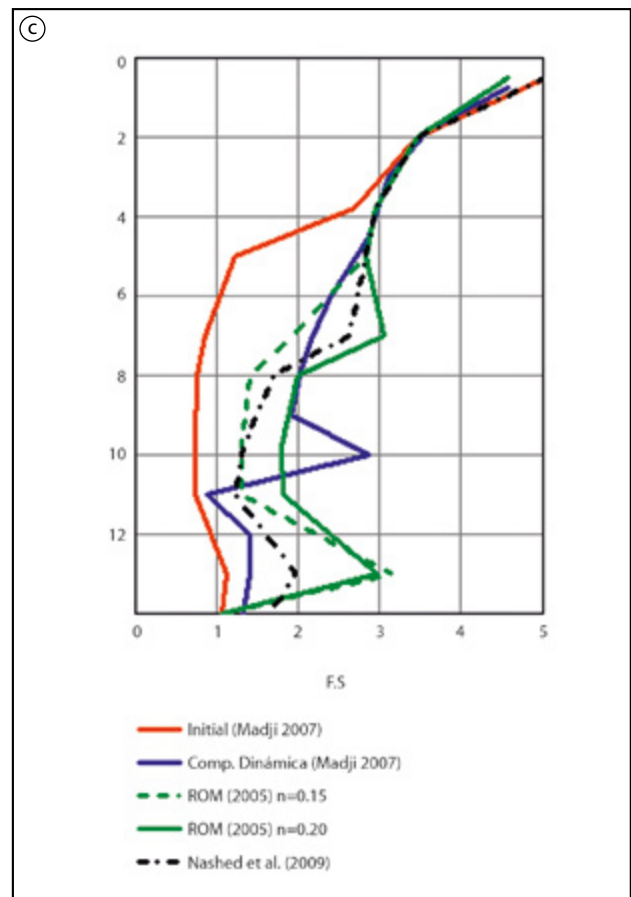


Figura 13. (a) Valor de N_{spt} inicial y después de la mejora para el método de la ROM 0.5-05 (2005), (b) valor de $(N_1)_{60cs}$ inicial y después de la mejora para los métodos de la ROM 0.5-05 (2005) y Nashed et al (2009) y (c) valor del FS inicial y después de la mejora para los métodos de la ROM 0.5-05 (2005) y Nashed et al. (2009).

Hossain, A. M., Andrus, R. D. & Camp III, W. M., (2012). *Correcting liquefaction resistance of unsaturated soil using wave velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2003). *Estimating K_α for use in evaluating cyclic*. Proc. 8th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Liquefaction, Hamada, O'Rourke, and Bardet, eds, Report MCEER-03-0003, MCEER, SUNY Buffalo, N.Y., 449-468, 2003a.

Idriss, I. M., and Boulanger, R. W. (2006). *Semi-empirical procedures for evaluating liquefaction potential during earthquakes* J. of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 26, pp. 115 -130.

Kramer, S. L., (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, New Jersey.

Majdi, A., Soltani, A. S., Litkouh, S., (2007). *Mitigation of liquefaction hazard by dynamic compaction*. Proceedings of the institution of Civil Engineers. Ground Improvement, Vol11, No 3, pp 137-143.

Mayne, P. W., Christopher, B. R., Dejong, J., (2002) *Subsurface investigations: Geotechnical site characterization*. Publicación. N° FHWA NHI-01-031, Washington, DC: National Highway Institute, Federal Highway Administration.

Nashed, R., Thevanayagam, S. & Martin G. R., (2009). *Dynamic compaction in saturated sands and silty sands: design*. Proceedings of the institution of Civil Engineers, Ground improvement, Vol162, No. 2, pp 81-92.

Priebe, H. J (1995) *The Design of vibro replacement*. Technical paper GT 07-13E.

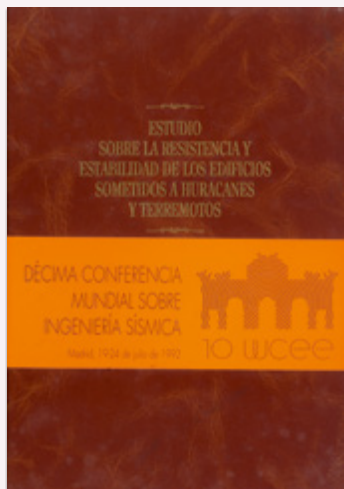
“Recomendaciones geotécnicas para obras marítimas y Portuarias” - ROM 0.5-05. (2005) Puertos del Estado, Ministerio de Fomento. España.

Rathje, E., Bachhuber, J., Cox, B., French, J., Green, R., Olson, S., Rix, G., Wells, D., Suncar, O. (2010). *Geotechnical Engineering Reconnaissance of the 2010 Haiti Earthquake*, GEER Association.

Rollins, K. M., (2005). *Liquefaction Mitigation of Silty Sands Using Stone Columns and Wick Drains*. Taller “New applications & challenging soils for Ground Improvement technologies”, Septiembre, Kyoto, Japon.

Thevanayagam, S., Nashed, R y Martin G. R (2009). *Dynamic compaction in saturated sands and silty sands: theory*. Proceedings of the institution of Civil Engineers, Ground improvement, Vol162, No. 2, pp 57-68.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D.L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Peter K. Robertson, Seed & Stokoe II, K, H (2001) *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(10).



Estudio sobre la resistencia y estabilidad de los edificios sometidos a huracanes y terremotos

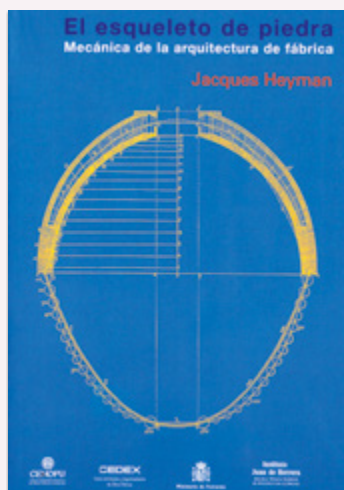
Autores: Rafael Cerezo y Sáez

ISBN: 84-7790-130-9

Año: 1992

PVP: 12,02€

Edición facsímil en la que el ingeniero militar Rafael Cerero desarrolla unas normas de construcción resistente a los terremotos. Se trata, a diferencia de publicaciones anteriores de la época, de una obra didáctica en la que el autor analiza los registros obtenidos y los daños relacionados con los sismos de Manila en torno a 1880 de los que deduce el comportamiento de las estructuras, los valores de cálculo y las normas generales a aplicar en la construcción de edificaciones en Filipinas. El libro se complementa con cinco esquemas de cálculo finales, de gran valor desde el punto de vista gráfico.



El esqueleto de piedra: mecánica de la arquitectura de fábrica

Autores: Jacques Heyman

ISBN: 84-89977-73-9

Año: 1999

PVP: 17,43€

El interés de este estudio está en que el autor resuelve numerosas cuestiones sobre el comportamiento estructural de las obras de fábrica. Sobre una rigurosa base científica, pero sin complejas expresiones matemáticas, el profesor Heyman expone una teoría que permite una comprensión intuitiva y completa de dichas estructuras, basada en la geometría. Los conceptos básicos del análisis se exponen en los dos primeros capítulos, siguiendo a continuación un estudio detallado de elementos particulares como pilares, arbotantes, pináculos, torres, bóvedas y cúpulas.



Los orígenes del hormigón armado en España

Autores: Antonio Burgos Núñez

ISBN: 84-7790-490-8

Año: 2009

PVP: 20€

Este libro es de sumo interés tanto para el lector especializado como para aquel que se quiera iniciar en el tema. Se compone de dos partes principales, aunque tenga cuatro capítulos; en la primera, con un lenguaje sencillo y asequible, relata cómo nació el sistema constructivo del hormigón armado y describe el proceso que siguieron las primeras patentes. Después se centra ya en su introducción en España y cómo, a través de sus más importantes representantes, se consolida como un sistema líder en la construcción en nuestro país hasta que fue superado, tiempo después, por el hormigón pretensado.