Análisis del efecto sobre la licuefacción de suelos del contenido de finos mediante Plasticidad Generalizada *Generalised Plasticity modelling of the effect of Fine Content on soil liquefaction*

Diego Manzanal^{*1}, Silvia Bertelli^{2,3}, Susana Lopez-Querol^{2,4}, y Pablo Mira⁵

Resumen

La evaluación de la respuesta del suelo ante cargas sísmicas en general, y específicamente lo que se conoce como potencial de licuefacción, es un importante tema de investigación en ingeniería sísmica. Este problema generalmente se aborda a través de procedimientos simplificados, adecuados para arenas con contenido de finos muy bajo o nulo. Es precisamente este tipo de suelo el que tradicionalmente se ha considerado el único tipo de material licuable. Sin embargo, las observaciones de campo y la investigación experimental han demostrado ampliamente que las arenas limosas de baja plasticidad también pueden ser altamente licuables. Partiendo de ese contexto, este artículo investiga el efecto del contenido de finos no plásticos sobre el potencial de licuefacción de los suelos, tomando como caso de estudio la secuencia de sismos de los terremotos de Christchurch de 2010-2011 también conocidos como terremotos de Canterbury. La validez de los procedimientos normalizados y simplificados para suelos con alto contenido de finos se evalúa críticamente y se compara con un modelo de elementos finitos basado en una formulación sólido-fluido con acoplamiento completo. El modelo incluye una ley constitutiva basada en parámetros de estado en el marco de la teoría de la Plasticidad Generalizada, que permite tener en cuenta explícitamente el contenido de los finos. Se ha demostrado que los procedimientos simplificados estándar son menos efectivos en la evaluación del potencial de licuefacción en suelos con alto contenido de finos, pero siguen siendo herramientas indispensables para evaluar el comportamiento de los suelos en grandes áreas urbanas. Se concluye de este estudio que el uso de modelos empíricos complementados con modelos numéricos avanzados en los casos donde se identifican arenas limosas con alto contenido de finos da lugar a una representación del comportamiento del suelo significativamente más realista bajo carga sísmica.

Palabras clave: potencial de licuefacción, plasticidad generalizada, marco de estado crítico, arenas limosas, finos de baja plasticidad, secuencia del terremoto de Canterbury

Abstract

Assessment of soil response to earthquake loading in general, and specifically what is known as liquefaction potential is a very important research topic in earthquake engineering. This problem is usually approached through simplified procedures that are suitable for sands with very low to no fines content. It is precisely this type of soil which has traditionally been considered the only type of liquefiable material. However, this characterization of potentially liquefiable soils has proved to be a very limited one and has been extensively contradicted by field observations and experimental research. The present work investigates the effect of non-plastic fines contents on the liquefaction potential of soils based on data from the 2010-2011 Canterbury Earthquake Sequence, assessing the performance of standard simplified procedures for high fines content soils and comparing with results obtained from a finite element model based on a full solid-fluid coupled formulation. The model includes a state parameter-based constitutive law within the Generalised Plasticity theory, which allows the fines content to be taken into account explicitly. The standard simplified procedures are shown to be less effective in the evaluation of liquefaction potential in soils with high fines content but are still indispensable tools for evaluating the performance of soils over large urban areas. It is possible to conclude from this study that the use of empirical models complemented with advanced numerical models in those cases where silty sands with high fines content are identified produces significantly more realistic soil behavior under earthquake loading

Keywords: Liquefaction potential, Generalized Plasticity, Critical state framework, Silty sands, low-plasticity fines, Canterbury Earthquake Sequence

1. INTRODUCCIÓN

La resistencia a la licuefacción de las arenas con finos se evalúa habitualmente utilizando métodos simplificados que se basan en investigaciones realizadas en arenas limpias. El primer procedimiento de evaluación de licuefacción simplificado se desarrolló a principios de la década de 1970 basado en el ensayo de Penetración Estándar (SPT) (Seed e Idriss, 1971). Desde entonces, se han propuesto varios otros procedimientos similares que utilizan diferentes tipos de ensayos in situ como punto de partida. El método simplificado se ha establecido como procedimiento de

^{*} Autor de contacto: d.manzanal@upm.es

¹ Universidad Politécnica de Madrid;

² University College London, Department of Civil, Environmental and Geomatic Engineering

³ silvia.bertelli@ucl.ac.uk

⁴ s.lopez-querol@ucl.ac.uk

⁵ Laboratorio de Geotecnia CEDEX (Madrid); pablo.mira@cedex.es

evaluación de licuefacción de última generación debido a su simplicidad y al bajo esfuerzo computacional requerido (Youd e Idriss, 2001; Kayabasi y Gokceoglu, 2018). Sin embargo, las relaciones de evaluación de licuefacción simplificadas han demostrado tener baja precisión cuando se aplican a arenas limosas (Ecemis y Karaman, 2014) ya que no cuantifican la influencia tanto de la estructura como de la estructura del suelo de manera adecuada (Taylor, 2015).

El papel del contenido de finos (CF) en la susceptibilidad a la licuefacción se ha estudiado ampliamente a través de la investigación experimental. Algunos autores indican que el CF aumenta la resistencia a la licuefacción (Pitman et al., 1994), por lo que principalmente la arena limpia con bajo contenido de finos es susceptible a la licuefacción. Por ejemplo, las relaciones del método simplificado basadas en SPT y CPT se desplazan hacia la izquierda a medida que aumenta el CF (Idriss, 1999, Youd e Idriss, 2001; Idriss y Boulanger, 2004, 2008; Boulanger e Idriss, 2014), lo que da como resultado una mayor resistencia del suelo a la licuefacción. Sin embargo, otros autores han observado que el aumento de CF hace que el suelo sea más susceptible a la licuefacción (Lade et al., 1994). Estudios más recientes sobre el tamaño de grano y la composición basados en explosiones experimentales controladas en arena llevadas a cabo en localizaciones representativas afectadas por el terremoto de Emilia-Romagna de 2012 muestran que las arenas limosas y los limos se caracterizan por un CF relativamente alto que puede licuarse (Fontana et al., 2019; Amoroso et al. ., 2020). Cavallaro et al. (2018) presentan un modelo alternativo para analizar los fenómenos de licuefacción producidos durante el terremoto de Emilia-Romagna con Ensayos de Dilatómetro Sísmico de Marchetti (SDMT). Generalmente, el comportamiento de la arena tiene una fuerte dependencia de la proporción de huecos y la tensión efectiva (Been y Jefferies, 1985; Ishihara, 1993; Hird y Hassona, 1990; Jiang et al., 2015). Esto significa que ni la proporción de vacíos ni el esfuerzo efectivo por sí solos pueden caracterizar completamente el comportamiento de la arena, y ambos deben tenerse en cuenta.

El marco del estado crítico entra en juego para abarcar los efectos del índice de huecos y la tensión efectiva sobre el comportamiento del suelo. Cuando el suelo está sujeto a flujo plástico, alcanza su estado crítico, definido por el volumen (en condiciones drenadas) o presión efectiva de confinamiento p' (en condiciones no drenadas). El suelo tiende a un estado crítico, independientemente de sus condiciones iniciales. En cambio, el parámetro de estado indica a qué distancia está el estado actual del suelo de su estado crítico, generalmente en función de volumen unitario (o índice de huecos e), (Been y Jefferies, 1985).

La Línea de Estado Crítico (CSL) separa los estados iniciales del suelo en regiones contractivas y dilatantes en el plano *e-p*' (Been y Jefferies, 1985; Ishihara, 1993). La evidencia experimental demuestra que la CSL se mueve verticalmente y gira en sentido antihorario cuando el CF aumenta de 0 a 30% (Zlatović e Ishihara, 1995). Este efecto también se ha observado en suelos arenosos en los casos en que sus granos se rompen al ser sometidos a cortante (Bandini y Coop, 2011). La definición de la CSL para arenas limosas depende del CF. El comportamiento contractivo o dilatante de estos suelos depende de la posición relativa de su estado inicial definido por el parámetro de estado. La ubicación de la CSL y el parámetro de estado inicial del suelo ha demostrado verse afectado en su respuesta ante cargas dinámicas, lo cual rige su respuesta de licuefacción (Qadimi y Coop, 2007; López-Querol y Coop, 2012). Por lo tanto, en cualquier modelo constitutivo basado en estados críticos, la resistencia a la licuefacción puede evaluarse si la ubicación del CSL está adecuadamente definida.

El comportamiento del suelo durante un terremoto es un fenómeno complejo que puede analizarse de forma exhaustiva mediante simulaciones numéricas. No obstante, la capacidad de estas simulaciones numéricas para reproducir el comportamiento del suelo durante la carga cíclica depende, entre otros factores, del modelo de suelo constitutivo adoptado. Por ejemplo, el modelo basado en parámetros de estado de plasticidad generalizada, propuesto por Manzanal et al. (2011a; 2011b; 2010), (denominado en lo sucesivo MPZ), es adecuado para reproducir fenómenos como la licuefacción bajo cargas monótonas y fenómenos complejos observados durante cargas cíclicas también, como movilidad cíclica y densificación. El comportamiento constitutivo de las arenas con finos no plásticos se ha estudiado a través del concepto de índice de huecos equivalente e * (Thevanayagam, 1998; Yang et al., 2006; Rahman et al., 2014) o asumiendo líneas de estado estacionario equivalentes (Rahman et al., 2008) o la curva de estado de referencia (Javanmardi et al. 2017). Todos estos modelos se basan en mezclas de laboratorio de arena con finos no plásticos. Para suelos naturales, desde arena limpia hasta arena limosa, se ha demostrado que el parámetro de estado y captura diferentes comportamientos del suelo de manera unificada independientemente del tipo de suelo o CF (Jefferies y Been, 2016). El modelo constitutivo de MPZ dependiente del estado puede capturar cambios en la ubicación de CSL para suelos con diferente CF, lo que lo convierte en una herramienta única para explorar el comportamiento del suelo durante un terremoto cuando el CF podría jugar un papel importante.

Durante la secuencia del terremoto de Canterbury 2010-2011, se observaron casos de licuefacción severos y extensos asociados con arenas naturales y depósitos de arena limosa (Taylor, 2015). Después de esta secuencia, se realizaron importantes investigaciones in situ y ensayos de laboratorio y se pusieron a disposición del público a través de la base de datos geotécnica de Nueva Zelanda (NZGD), (Ministerio de Innovación Empresarial y Empleo, 2018). Estos muestran que en muchos lugares donde se observaron casos de licuefacción, las arenas locales tienen un CF muy alto (Maurer et al., 2015; Taylor, 2015; Green et al., 2014). Estas observaciones en arenas de alta CF tienen mucho potencial para avanzar en la comprensión de la licuefacción del suelo.

Los estudios anteriores se han centrado principalmente en arenas limpias, ya que había pocos datos de laboratorio disponibles para respaldar las mejoras de procedimiento capaces de tratar de manera efectiva las arenas limosas. Sin embargo, en los últimos años, los suelos arenosos de Christchurch han sido objeto de exhaustivos trabajos de laboratorio (Rees, 2010; Taylor, 2015; Beyzaei et al., 2018; Markham et al., 2018; Cappellaro, 2019). De hecho, Christchurch ofrece una oportunidad única para investigar el efecto de CF en la ubicación de CSL en el plano e - p². Por lo tanto, este artículo complementa el trabajo de investigación anterior al proponer un marco general dentro de la Plasticidad Generalizada para evaluar el potencial de licuefacción de materiales granulares con diferentes CF y compararlo con los procedimientos de evaluación de licuefacción simplificados del estado de la práctica.

En las siguientes secciones, en primer lugar, se describen los procedimientos de activación de licuefacción más recientes. Luego, se ilustra la formulación de la ley constitutiva de Plasticidad Generalizada de Pastor-Zienkiewicz Modificada junto con la definición matemática para el acoplamiento entre las fases sólida y fluida del suelo saturado. La secuencia de Canterbury, y en particular el terremoto de Christchurch de 2011, se utiliza como un caso de estudio para comparar los procedimientos de licuefacción de los métodos simplificados y el modelado numérico de diferentes configuraciones de la columna de suelo para diferentes CF. Finalmente, se extraen conclusiones de este análisis.

2. ESTADO DEL ARTE DE LOS PROCEDIMIENTOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA LICUEFACCIÓN

Los procedimientos de última generación para la evaluación del potencial de licuefacción se basan en relaciones simplificadas derivadas de la correlación de los casos de licuefacción con los parámetros de ensayos in situ. La formulación original para este tipo de análisis fue propuesta por primera vez por Seed e Idriss a principios de la década de 1970 (Seed e Idriss, 1971) y consistía en analizar ensayo de penetración estándar (SPT) para diferenciar suelos licuables de no licuables. Desde entonces, estas correlaciones simplificadas han evolucionado (por ejemplo, Yang et al., 2017; Juang et al., 2012) y se han adaptado para considerar diferentes pruebas de suelo, como el ensayo de penetración del cono (CPT), (Youd e Idriss, 2001) o pruebas de dilatómetro sísmico de Marchetti (SDMT) (Monaco et al.2005; Grasso y Maugeri 2008; Grasso et al.2021).

El procedimiento en sí ha sido estandarizado en Youd e Idriss (2001) y posteriormente actualizado, por ejemplo, por Idriss y Boulanger (2008) y Boulanger e Idriss (2014), entre otros.

Generalmente, los procedimientos de activación de licuefacción consisten en comparar el índice de tensión cíclica (CSR) inducido por terremotos, que representa la demanda sísmica en una capa de suelo a una profundidad z, con el índice de resistencia cíclica (CRR), que representa la capacidad del suelo para resistir la licuefacción, para obtener un factor de seguridad (FS) contra la activación de la licuefacción. Se predice que ocurrirá licuefacción en una capa de suelo si FS es menor que 1. Los casos de licuefacción en la superficie pueden predecirse, por ejemplo, a través del Índice de Potencial de Licuefacción (LPI), (Iwasaki et al., 1978), que corresponde a la función integral del FS para cada capa de suelo dentro de los 20 m superiores del perfil del suelo analizado como lo indica la fórmula: $LPI = \int_{0}^{20m} F(10 - 0.5z) dz$, donde F = 1-FS para un estrato de suelo, dz el espesor y z la profundidad. En este método, el porcentaje de finos CF entra en juego principalmente para la estimación de la CRR del suelo.

Por conveniencia matemática, el CRR del suelo generalmente se expresa en términos de valores de arena limpia (CF <5%). El CRR se puede calcular a partir del número de golpes (valor N) o la resistencia de punta medida (q_{e}) obtenida como resultado de las pruebas SPT o CPT, respectivamente. La resistencia a la licuefacción también se puede evaluar mediante el índice de tensión horizontal (KD) de las pruebas de dilatómetro sísmico de Marchetti (SDMT) (Monaco et al. 2005; Grasso y Maugeri 2008; Grasso et al. 2021).

A modo de ilustración, la figura 1 muestra la formulación basada en CPT, según Idriss y Boulanger (2008). De acuerdo con esta formulación, el q_c a una profundidad z dada se normaliza considerando el esfuerzo de sobrecarga σ_{v} . y la presión atmosférica P_a, y luego se ajusta a un valor de arena limpia q_{c1Ncs} mediante un parámetro de arena limpia Δ_{qc1N} para tener en cuenta la influencia del CF en la resistencia a la penetración.

Los métodos basados en SPT siguen un procedimento comparable a los basados en el CPT. El ensayo de penetración estándar (SPT) es un ensayo sencillo in situ para inferir la resistencia de los suelos. Consiste en registrar el número de golpes necesarios para penetrar con un instrumento en forma de cuchara partida en el suelo 15 cm dejando caer un martillo calibrado sobre el muestreador desde una altura de 76 cm. La prueba finaliza una vez que la penetración total es de 45 cm. La resistencia estándar a la penetración (NSPT) es el número de golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm. El ensayo de penetración de cono (CPT) es otro procedimiento de ensavo in situ que consiste en penetrar con un penetrómetro de cono instrumentado en el suelo a una velocidad constante. Durante el ensayo es posible medir la resistencia a la penetración en la punta y la fricción del manguito durante la penetración (Schnaid, 2008).

Independientemente del procedimiento adoptado, el CF está fuertemente correlacionado con el CRR como muestran Cheng et al. 2019, Prasomsri y Takahasi 2020, Cappellano et al. 2021, o Phan et al. 2021, entre otros muchos. Estos valores de CF se obtienen habitualmente de análisis de laboratorio de muestras de pozo y corresponden al porcentaje de finos que pasan por un tamiz número 4. En ausencia de muestreo de suelo específico de la ubicación y datos de pruebas de laboratorio, el CF también se puede estimar a partir de las pruebas CPT utilizando las ecuaciones empíricas de Robertson y Wride (1998):

$$FC = \begin{cases} 0 & \text{if } I_C < 1.26 \\ 1.75 \cdot I_C^{3.25} - 3.7 & \text{if } 1.26 \le I_C < 3.5 \\ 100 & \text{if } I_C \ge 3.5 \end{cases}$$
[1]

donde el índice de tipo de comportamiento del suelo $I_{\rm C}$ (Robertson y Wride, 1998; Youd et al., 2001) es una función de la resistencia de la punta del CPT adimensional, Q, y la relación de fricción normalizada, F:

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2}$$
[2]

$$Q = \frac{q_c - \sigma_v}{P_a} \cdot \left(\frac{P_a}{\sigma_v'}\right)^n$$
[3]

$$F = \frac{f_s}{q_c - \sigma_v} \cdot 100\%$$
^[4]

y donde n está en el rango de 0.5 a 1.0 calculado usando el método de Robertson y Wride (1998).



Figura 1. Procedimiento de activación de la licuefacción: método basado en CPT de Idriss y Boulanger (2008) (Idriss y Boulanger, 2008). Siglas: CRR, relación de resistencia cíclica; CSR, relación de tensión cíclica; CF, contenido de finos; FS, factor de seguridad; MSF, factor de escala de magnitud; PGA, aceleración máxima del suelo; C_N, factor de corrección de sobrecarga; I_c, índice del tipo de comportamiento del suelo; K_a, esfuerzo cortante estático; K_o, factor de tensión de sobrecarga efectivo; M_w, magnitud del momento; m, exponente del factor de corrección de sobrecarga; P_a, presión atmosférica; q_c, resistencia del cono medida; q_{c1n}, resistencia a la penetración del cono corregida por los efectos de la tensión de sobrecarga; q_{c1ncs}, resistencia equivalente a la penetración del cono para arena limpia; r_d, coeficiente de reducción de tensiones; componentes α(z) y β(z) para la estimación de r_d; $\sigma'_{v0'}$ tensión vertical efectiva; $\sigma_{v0'}$, tensión vertical total; z, profundidad; $\Delta q_{c1n'}$ parámetro de arena limpia.

3. MODELO DE PLASTICIDAD GENERALIZADA

En este artículo se comparan los métodos simplificados para la evaluación de la licuefacción con modelos numéricos basados en la teoría de la plasticidad generalizada.

3.1. Modelo constitutivo

MPZ es un modelo constitutivo en el marco de la mecánica de suelos de estado crítico y la plasticidad generalizada (Pastor et al., 1990; Manzanal et al., 2011a; 2011b; 2010). En la Teoría de la Plasticidad Generalizada (GPT), introducida por Zienkiewicz y Mroz (1984), y posteriormente ampliada por Pastor et al. (1990), ni la superfice de fluencia ni la de potencial plástico se definen explícitamente como expresiones matemáticas. En cambio, sus gradientes sí se utilizan explícitamente en la formulación de GPT.

El modelo MPZ asume que el suelo tiende a un estado crítico asintótico cuando se somete a cortante. El estado crítico se define a través del índice de huecos y la presión de confinamiento efectiva. Puede reproducir el comportamiento tensión-deformación para condiciones de densidad, ya sea mas suelta o más densa que el estado crítico, gracias al parámetro de estado, definido típicamente como se muestra en la Fig.2.



Figura 2. Definición de parámetro de estado (Been y Jefferies, 1985).

El parámetro de estado de uso más extendido y denominado ψ fue definido por Been y Jefferies (1985) como la diferencia del índice de huecos actual y el índice de huecos en estado crítico bajo la misma presión de confinamiento:

$$\psi = e - e_c = e - e_{\Gamma} + \lambda \left(\frac{p_c'}{P_a'}\right)^{\xi_c}$$
[5]

donde e_{Γ} es el índice de huecos crítico a una presión de confinamiento de 1 kPa, λ es la pendiente de la línea de estado crítico en un plano e - p', ξc varía entre 0.60 y 0.80 según lo establecido por Li (1997); e_c y p'_c son el índice de huecos y la presión de confinamiento en un estado crítico, respectivamente y p_a es la presión atmosférica.

En el modelo MPZ, se asume que las propiedades elásticas del suelo dependen de la presión de confinamiento p' y el índice de huecos e como propusieron Richart et al. (1970), el módulo volumétrico K y el módulo de cortante G se definen como:

$$K = K_{evo} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a}$$
[6]

$$G = G_{eso} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{p' \cdot p'_a}$$
^[7]

donde G_{eso} y K_{evo} son parámetros de material adimensionales.

Los elementos que caracterizan el incremento de deformación plástica se definen de la siguiente manera:

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^{p} = \frac{1}{H_{L/U}} (\boldsymbol{n}_{gL/U} \otimes \boldsymbol{n}): d\boldsymbol{\sigma}$$
[8]

donde $n_{gL/U}$ representa el gradiente o vector unitario perpendicular a la superficie potencial plástica, bajo condiciones de carga (L) o descarga (U), n es el gradiente o vector unitario perpendicular a la superficie de fluencia y denota su producto tensorial.

La dirección del flujo de plástico se obtiene a partir de pruebas de laboratorio en función de la dilatancia d_a :

$$\boldsymbol{n}_g = \left(\frac{d_g}{\sqrt{1+d_g^2}}, \frac{1}{\sqrt{1+d_g^2}}\right)^T d_g = \frac{d_0}{M_g} \cdot \left(M_g \cdot e^{m\psi} - \eta\right) \quad [9]$$

y donde d_0 y m son constantes del modelo; ψ es el parámetro de estado definido por la ecuación (5); η es la relación de tensiones y M_g es la pendiente de la recta de estado crítico en el plano p'-q.

Se adopta una expresión similar a la derivada en condiciones de descarga, n_g , para determinar el tensor de dirección discriminativa carga-descarga n:

$$\boldsymbol{n} = \left(\frac{d_f}{\sqrt{1 + d_f^2}}, \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}}\right)^T d_f = \frac{d_0}{M_f} \left(M_f \cdot e^{m\psi} - \eta\right) \quad [10]$$

Donde:

$$\frac{M_f}{M_g} = h_1 - h_2 \left(\frac{e}{e_c}\right)^{\beta}$$
[11]

y h_1 , h_2 y β constantes del modelo.

El módulo plástico en carga se define directamente sin introducir ninguna ley de endurecimiento y condición de consistencia, como:

$$H_L = H'_0 \cdot e^{-\beta'_0 \left(\frac{e}{e_c}\right)^{\beta}} \sqrt{p' \cdot P'_a} \cdot H_{DM} \cdot H_f (H_v + H_s)$$
[12]

donde H'_0 y β'_0 son parámetros del modelo para carga isotrópica. H_f , H_{DM} H_v y H_s se definen mediante las siguientes ecuaciones:

$$H_f = \left(1 - \frac{\eta}{\eta_f}\right)^4 \qquad \eta_f = \left(1 + \frac{1}{\alpha_f}\right)$$
[13]

$$H_{DM} = \left(\frac{\xi_{MAX}}{\xi}\right)^{\gamma} \quad \xi = p' \left[1 - \left(\frac{\alpha}{1+\alpha}\right) \cdot \frac{\eta}{M_f}\right]^{-1/\alpha}$$
[14]

$$H_{\nu} = H_{\nu 0} \left[M_g \cdot e^{-\beta_{\nu} \psi} - \eta \right] \qquad H_s = \beta_1 \cdot e^{-\beta_0 \cdot \xi_{de\nu}}$$
[15]

donde $H_{\nu 0}$, β_{ν} , β_{0} , β_{1} , γ son parámetros del modelo. ξ_{dev} es la deformación plástica desviadora acumulada.

La ley sugerida para el módulo plástico de descarga asume que existen deformaciones plásticas desde el inicio del proceso de descarga, y se propone que sea de la forma:

$$H_u = H_{u0} \left(\frac{M_g}{\eta_u}\right)^{\gamma_u} for \left|\frac{M_g}{\eta_u}\right| > 1$$
^[16]

$$H_u = H_{u0} for \left| \frac{M_g}{\eta_u} \right| < 1$$
^[17]

donde H_{u0} y γ_u son parámetros constitutivos y η_u denominada relación de tensión de descarga, es la relación de tensión a partir de la cual tiene lugar la descarga.

3.2. Modelo numérico

Biot (1941) propuso por primera vez un modelo matemático para reproducir la interacción entre el esqueleto del suelo y el fluido intersticial en un estrato saturado para materiales elásticos lineales. Este modelo fue ampliado por Zienkiewicz et al. (1980; 1990) para materiales no lineales bajo las hipótesis de condiciones drenadas, no drenadas, dinámicas y de consolidación. Estas ecuaciones representan el equilibrio de las fases sólida y fluida y la continuidad del flujo. En cada punto del dominio, los grados de libertad son el vector de los desplazamientos de las fases sólida y fluida (con tres componentes cada una en un problema 3D), así como la presión intersticial. Se han realizado varios intentos exitosos para reducir el número de grados de libertad cuando las ecuaciones de Biot se implementan en un esquema numérico (Zienkiewicz et al., 1999; Zienkiewicz y Shiomi, 1984; Ghaboussi y Wilson, 1973). La más utilizada es la denominada formulación u- p_w , que se basa en el supuesto de que la aceleración relativa entre fluido y sólido es despreciable. En esta formulación, el número de grados de libertad en cada nodo se reduce al vector de desplazamientos en el suelo y la presión intersticial (es decir, cuatro en cada nodo, en un modelo 3D). Otra formulación, que no requiere supuestos adicionales, es la formulación u-w que calcula el vector de desplazamiento sólido y desplazamiento relativo del fluido respecto a la fase sólida (López-Querol et al., 2008). En este caso, los desplazamientos de las fases sólida y fluida se calculan en cada nodo (seis en total). En este estudio se utiliza la formulación acoplada u- p_w para representar la interacción entre el esqueleto del suelo y el fluido de los poros. Si las funciones de forma para los campos de desplazamiento y presión intersticial no están diseñadas adecuadamente, esta formulación puede producir resultados con inestabilidades numéricas en el límite incompresible no drenado. Se dice que un medio saturado se encuentra en el límite de incompresible no drenado cuando combina una mezcla cuasi incompresible (sólido + fluido) con una condición cuasi no drenada asociada con baja permeabilidad. El diseño de función de forma estándar (Zienkiewicz et al., 1999), que se utiliza aquí, proporciona una formulación estable y es una combinación de funciones de forma cuadráticas para el campo de desplazamiento y funciones de forma lineales para el campo de presión intersticial. Si se utiliza el mismo grado de interpolación para ambos campos, es posible que se requieran algoritmos de estabilización para evitar inestabilidades numéricas espurias en las soluciones (Biot, 1941; Li, 1997).

La formulación numérica utilizada en este estudio se basa en una primera etapa de discretización espacial de las ecuaciones del modelo matemático, realizada utilizando el diseño de función de forma y técnicas estándar de residuos de Galerkin. A esta primera etapa le sigue la discretización en el tiempo, que se realiza en base a una expansión Newmark Generalizada con formato GN22 para desplazamientos y formato GN11 para presiones intersticiales. Finalmente, la no linealidad del problema requiere establecer un marco de Newton-Raphson para obtener una solución de forma iterativa. Se puede encontrar una descripción detallada de esta formulación numérica en el Capítulo 3 de Zienkiewicz et al. (1999).

4. CASO DE ESTUDIO

4.1. Christchurch (Nueva Zelanda)

Se elige la ciudad de Christchurch como caso de estudio debido al tamaño y al detalle sin precedentes de los datos geotécnicos disponibles. Más de 30.000 ensayos CPT y aproximadamente 18.000 ensayos SPT se realizaron después la secuencia de Canterbury y se pueden descargar del NZGD (Ministerio de Innovación Empresarial y Empleo, 2018). Los ensayos de laboratorio adicionales realizados con el aparato triaxial en la Universidad de Canterbury también están disponibles gratuitamente (Taylor, 2015), que permiten una caracterización muy precisa del potencial de licuefacción de arena con finos en la localización analizada (Kilmore Street Site, K1, ver Fig.3).

Los suelos arenosos situados bajo la ciudad de Christchurch son altamente susceptibles a la licuefacción durante un terremoto de gran magnitud. De hecho, la licuefacción es un riesgo establecido desde hace mucho tiempo para la ciudad de Christchurch (Brackley, 2012). Se han registrado casos históricos de licuefacción en el estuario de los ríos Avon y Heathcote en 1869 y áreas costeras al norte de Kaiapoi durante el terremoto de Cheviot en 1901 y el terremoto de Motunau en 1922 (Brackley, 2012). También se registraron casos de licuefacción después de cada sismo de la secuencia de Canterbury. Entre ellos, el terremoto del 22 de febrero de 2011 ($M_{w} = 6.2$), que se adopta en este documento como caso de estudio, es actualmente uno de los casos de licuefacción más extensos registrados (Maurer et al., 2014). Este evento fue inducido por una ruptura por deslizamiento en una falla no registrada que se ha ubicado a 10 km al sureste del centro de la ciudad, a una profundidad de 5-6 km (Beavan et al., 2011). Debido a la poca profundidad del terremoto y su proximidad al centro de la ciudad, las 33 estaciones de grabación ubicadas alrededor del área de Christchurch registraron movimientos de tierra muy intensos. Como indican las grabaciones obtenidas de la base de datos PEER Ground Motion (Ancheta et al., 2014), la aceleración máxima del suelo (PGA) más alta registrada fue de 1,41 g en la escuela primaria de Heathcote Valley (aproximadamente a 2,4 km del epicentro). Como resultado, se midieron niveles de licuefacción sin precedentes en una amplia zona de los alrededores de norte a sur de la ciudad y al noreste a lo largo del río Avon (New Zealand Geotechnical Database, 2013).

El esparcimiento lateral (en inglés concepto conocido como "lateral spreading"), los volcanes de tierra (en inglés concepto conocido como "sand boils"), el asiento, las expulsiones de lodo limoso y la acumulación de agua en la superficie del suelo observada después del evento de Christchurch son consistentes con la geología del área. El suelo sobre el que se encuentra el Distrito Central de Negocios (CBD) tiene una formación reciente (Bertelli et al., 2019). El sustrato rocoso y las rocas volcánicas que forman la actual península de Banks se originaron, respectivamente, en el Período Pérmico-Cretácico y Mioceno. Durante



Figura 3. Mapa de situación (en el sistema de coordenadas WGS84) de la ubicación de la calle Kilmore (K1), las estaciones de registro de Heathcote Valley Primary School (HVSC) y Christchurch Resthaven (REHS), el terremoto del 22 de febrero y el sistema de fallas correspondiente (adaptado de Beavan et al., 2011).



Figura 4. Sección geológica esquemática de Christchurch (a partir de Brown y Weeber, 1992) con la ubicación K1 de Kilmore Street y el Distrito Central de Negocios (CBD).

los ciclos de glaciaciones que caracterizaron la última parte del período Cuaternario se formó la llanura de Canterbury a través de la intercalación de gravas de río erosionadas del sustrato rocoso de las estribaciones de Canterbury y los Alpes del Sur con sedimentos marinos y costeros poco profundos de grano fino como se muestra en la Fig. 4 (Brown y Weeber, 1992). En consecuencia, una zona sustancial de Christchurch está cubierta por arenas susceptibles de licuefacción.

En cuanto a la mineralogía de estas capas superiores de suelo arenoso, no existen diferencias entre las arenas marinas de la Formación Christchurch y las arenas fluviales de Springston (Taylor, 2015). De hecho, como informó Taylor (2015), las arenas de la Formación Christchurch están constituidas por partículas limpias, moderadamente esféricas, de forma subangular a sub-redondeada. En contraste, las arenas limosas de la Formación Springston exhiben partículas sub-angulares ligeramente esféricas y los finos tienen una forma más angular. Taylor (2015) muestra imágenes tomadas mediante microscopio electrónico de barrido de una arena limosa fluvial típica y arena marina limpia de K1. Las partículas del tamaño de la arena están recubiertas de finos y no aparecen como partículas "limpias" bajo el microscopio. Las partículas de tamaño fino (<75µm) varían desde una forma moderadamente esférica para las partículas más grandes, hasta más angulares, alargadas y en forma de placa para las partículas más pequeñas. Además, el tamaño de grano medio $D_{_{50}}$ de las arenas de la Formación Christchurch (CF <5%) está aproximadamente entre 0.2 y 0.3 mm, con un coeficiente de uniformidad cu que varía entre 1.9 y 3.4, mientras que para las arenas limosas y limos arenosos de la Formación Springston (CF 13 -98%) D50 varía entre 0,03 y 0,14 mm, cu entre 2,3 y 6 (Taylor, 2015).

El proceso geológico descrito también influye en el sistema hidrológico actual, ya que la llanura de Canterbury refleja el régimen de flujo de los ríos que depositaron los sedimentos (Beyzaei et al., 2018) (Taylor, 2015). Las gravas o materiales similares prevalecen en las áreas occidentales de la llanura, mientras que las arenas intercaladas con arcillas predominan con la proximidad a la costa. De manera similar, el nivel freático se encuentra a algunos metros bajo la superficie y se eleva hasta alcanzar la superficie al aumentar la proximidad la costa. Su fluctuación es evidente en la propia Christchurch, donde el nivel freático se encuentra a aproximadamente 2-3 m de profundidad en la zona occidental de la ciudad mientras que en la parte oriental fluctúa en el intervalo 0-2 m (Maurer et al., 2014). Como consecuencia, estas características hidráulicas y geológicas aumentan la susceptibilidad de los suelos de Christchurch a sufrir licuefacción durante eventos sísmicos importantes, ya que es bien sabido que los suelos arenosos deben estar saturados para licuarse.

4.2. 144 Kilmore Street

Se elige una columna de suelo correspondiente a la ubicación 144 Kilmore Street (-43.5264, 172.6400 en el sistema de coordenadas WGS84; Taylor, 2015) - localización K1 en lo sucesivo - para analizarlo en detalle para investigar la influencia del CF en los métodos de predicción de licuefacción tanto simplificados como los basados en modelos numéricos. Esta ubicación tiene el potencial de sufrir tanto licuefacción como esparcimiento lateral, ya que se encuentra inmediatamente al norte del río Avon (Taylor, 2015). Antes de la secuencia de Canterbury, este lugar estaba ocupado por un edificio residencial unifamiliar, por lo que se puede asumir como un terreno llano y de campo libre. Los 8 m superiores de la columna de suelo se componen de arenas finas limosas de color gris y densidad suelta a mediana finamente intercaladas con limos arenosos. El contenido de finos no plásticos fue obtenido en laboratorio a partir de muestras de suelo de 120mm de longitud llegándose a valores predominantemente entre 15% y 50%. Por debajo de los 8 m, se encuentran arenas limpias de color marrón, el primer tramo de densidad mediana y a continuación de densidad alta (arenas de playa marina / dunas) hasta llegar a los 22 m de profundidad. Por lo tanto, es razonable suponer que los primeros 8 m de la columna de suelo pertenecen a la formación Springston, mientras que las zonas más profundas antes de llegar a la Unidad de Grava Riccarton pertenecen a la formación Christchurch (Taylor, 2015).

El terremoto de Christchurch causó una licuefacción extensa y severa en esta localización (Taylor, 2015). La estación de registro sísmico más cercana de K1 fue Christchurch Resthaven REHS (-43.522, 172.635 en el sistema de coordenadas WGS84, aproximadamente a 7.8 km del epicentro), que registró una PGA de 0.71g en el acelerograma de la componente sureste (Fig.5), (Ancheta et al. al., 2014). El mapa de investigación y reconocimiento de los efectos del terremoto de febrero de 2011 (Base de datos geotécnica de Nueva Zelanda, 2013) clasifica la licuefacción en esta localización como "severa", sin esparcimiento lateral



Figura 5. Estación de registro de Christchurch Resthavent (REHS), evento del 22 de febrero de 2011, componente sureste. Valor máximo de aceleración: 0,71 g (Ancheta et al., 2014).

pero con grandes cantidades de material expulsado. Se ha identificado que la expulsión de arena proviene de los materiales de arena limosa fluvial gris presente en los 8 m superiores del perfil del suelo (Taylor, 2015).

En la Sección 4.5 de este documento se presenta más información sobre esta columna de suelo.

4.3. Procedimientos simplificados

A través del NZGD (Ministerio de Innovación Empresarial y Empleo, 2018), se seleccionan 54 localizaciones de investigación de alta calidad repartidas por todo el territorio municipal para comparar las diferentes metodologías de activación de licuefacción. Estas localizaciones se eligen en función de la disponibilidad de las mediciones CPT y SPT en la misma ubicación, la profundidad de terminación superior a 10 m, la proximidad a estaciones de registro de movimiento sísmico y la disponibilidad de lecturas del piezómetro para estimar la fluctuación el nivel freático a lo largo del tiempo. Para cada una de estas ubicaciones, los ensayos disponibles del NZGD corresponden a un informe de pozo, informe de estimación de CF, registro CPT sin procesar y especificaciones de instrumentos.

Para estimar el Factor de Seguridad (FS) contra licuefacción asociado con todos los perfiles de suelo CPT / SPT seleccionados, se han adoptado las relaciones simplificadas presentadas por Youd e Idriss (2001), Idriss y Boulanger (2008), Boulanger e Idriss (2014). Tanto para CPT como para SPT, la selección del modelo incluye una combinación de cuatro modelos de Youd & Idriss (2001) con MSF de Idriss (1995) o Andrus & Stokoe (1997), y coeficientes de reducción r_{d} de Blake (1996) o Idriss (1999), respectivamente, como se informa en Youd e Idriss (2001); luego el modelo de Idriss & Boulanger (2008) y el de Boulanger & Idriss (2014). Se observa que no se han combinado diferentes relaciones de diferentes autores con la única excepción del modelo de Youd & Idriss (2001) donde las diferentes alternativas han sido puestas a disposición por los propios autores. Para la aplicación de estas relaciones, se supone que los pesos unitarios de suelo son 17 kN / m3 por encima del nivel freático y 19,5 kN / m3 por debajo del nivel freático, ya que son valores representativos de los suelos en esta ubicación (Wotherspoon et al., 2014). En cambio, la PGA en cada localización se extrapola de un mapa de "PGA condicional para evaluación de licuefacción" desarrollado para evaluaciones de licuefacción convencional por Bradley Seismic Ltd. y la Universidad de Canterbury (New Zealand Geotechnical Database, 2015). Para la metodología basada en CPT, los CF se estiman utilizando el método de Robertson y Wride (1998) de acuerdo con la ecuación (1); esto proporciona una estimación continua de CF junto con la profundidad del perfil del suelo, ya que los valores de CF estimados a partir de análisis de laboratorio son escasos y pueden no ser representativos de las diferentes capas de suelo. Finalmente, para la estimación de los valores de LPI, las capas de suelo se consideran potencialmente licuables si Ic es menor de 2.6 (Youd e Idriss, 2001; Idriss y Boulanger, 2008; Boulanger e Idriss, 2014).

Para la investigación actual, se adopta como referencia para la comparación los apartados correspondientes a "Liquefaction and Lateral Spreading Observations" de los mapas de propiedades o de carreteras disponibles en la base de datos geotécnica de Nueva Zelanda (New Zealand Geotechnical Database, 2013). Esta fuente proporciona la información más fiable actualmente disponible ya que clasifican la licuefacción observada como ninguna, menor, moderada, severa, moderada a severa, muy severa según la evidencia y la cantidad de material expulsado, así como el desplazamiento lateral visible en la superficie del suelo.

A continuación, se establece un análisis de correlación espacial entre los valores de LPI calculados y los casos de licuefacción observados y registrados en los mapas anteriormente mencionados. Para hacer esto, la predicción de ocurrencia de licuefacción se reduce a un sistema binario. A estos efectos, se supone que la banda inferior del Criterio de Iwasaki (Iwasaki et al., 1984) identifica la ocurrencia de licuefacción; como tal, si se esperan casos de licuefacción de LPI ≥5 en la localización investigada. Asimismo, los mapas de observaciones de licuefacción se reinterpretan reclasificando cada localización como "Sin Licuefacción" o "Licuefacción"; donde las clases "ninguna" y "menor" se asignan a "Sin licuefacción", y todas las demás clases a "Licuefacción". Las predicciones de licuefacción de los modelos simplificados se comparan con las observaciones utilizando la técnica de matriz de confusión, donde Verdadero-Positivo (TP) indica una predicción correcta



Figura 6. Comparación de los datos de observación con los valores de LPI (sistema de coordenadas WGS84): a) modelo basado en SPT; b) Modelo basado en CPT.

de la ocurrencia de licuefacción observada. True-Negatives (TN) indica una predicción correcta de observaciones sin licuefacción. Falso positivo (FP) representa el caso en el que se predice la licuefacción mediante los métodos simplificados, pero no se observa que ocurra. Falso-Negativo (FN) representa el caso en el que no se predice que ocurra licuefacción mediante los métodos simplificados, pero se observa en los mapas. Sobre la base de una clasificación de matriz de confusión, se lleva a cabo un análisis espacial exploratorio para evaluar los modelos basados en SPT y CPT desde el punto de vista del concepto LPI, como se muestra, respectivamente, en la Fig. 6a y la Fig. 6b.

En conjunto, la figura 6.a y la figura 6.b muestran una predicción excesiva de la licuefacción mediante los métodos simplificados. Los gráficos circulares adoptados para simbolizar los resultados acumulativos de las doce metodologías diferentes en cada lugar de ensayo son predominantemente "amarillos", es decir, "falso positivo", en las zonas del oeste de Christchurch. Esta inconsistencia entre las predicciones y las observaciones podría deberse a las características geomorfológicas de esta área. Esto es particularmente evidente para las metodologías basadas en CPT. La creciente mezcla de arena, limo y grava en estos perfiles de suelo habría inducido a error al cálculo de los factores Ic y, por lo tanto, a una menor estimación de CF, lo que a su vez da como resultado valores de LPI más altos y conduce a una predicción excesiva de los casos de licuefacción.

En cuanto a las diferencias entre las metodologías, las basadas en CPT resultan en general más precisas. En la ubicación en el centro de Christchurch con casos de licuefacción, la metodología basada en CPT predice consistentemente la ocurrencia de licuefacción, es decir, "Verdadero-Positivo". En cambio, los basados en SPT proporcionan mucha más variabilidad de resultados; predicen correctamente la no ocurrencia de casos de licuefacción cerca de Linwood ("Verdadero-Positivo"), pero también subestiman en gran medida la ocurrencia de licuefacción en el centro de Christchurch (es decir, "Falso - Negativo" para la localización de Kilmore Street). La comparación entre los métodos basados en CPT y los basados en SPT para la localización de Kilmore Street indica que los seis procedimientos basados en CPT predijeron correctamente la ocurrencia de licuefacción en esta localización, mientras que los dos procedimientos más recientes basados en SPT no predicen la ocurrencia de licuefacción. Una posible explicación de este resultado puede ser la falta de valores de CF para diferentes capas de suelo en los pozos recuperados; Las estimaciones de CF utilizadas para los ensayos SPT no ofrecen datos continuos en contraste con los ensayos CPT cuando se usa la ecuación. (1).

Un aspecto notable de estos métodos simplificados tomados en conjunto es que los resultados de diferentes formulaciones son similares; todos tienden a ser conservadores ya que predicen en exceso las ocurrencias de licuefacción. Esto se puede ver analizando el perfil CPT de la localización K1 representada en la Figura 7, que resume la evaluación LPI a través del CPT basado en Idriss y Boulanger (2008). De hecho, la Figura 7 muestra que la licuefacción se predice desde aproximadamente 2 m a 16 m de



Figura 7. Evaluación de activación de licuefacción basada en CPT: a) valores q_{c} ; b) Estimación de CF c) Índice de tipo de comportamiento del suelo l_{c} d) Identificación de capa potencialmente licuable a través de Idriss y Boulanger (2008).

profundidad, lo que podría coincidir con el extenso material expulsado observado en esta localización después del evento de Christchurch (New Zealand Geotechnical Database, 2013). Sin embargo, el CF estimado mediante la fórmula de Robertson y Wride (1998), es mucho menor que el CF obtenido a partir de ensayos de laboratorio (Taylor, 2015), lo que disminuye la CRR del perfil del suelo. Por lo tanto, es probable que el LPI obtenido sea una predicción excesiva de la licuefacción en la localización y puede estar relacionado con incertidumbres significativas en la relación empírica entre I_c y CF (Boulanger e Idriss, 2014).

4.4. Modelo numérico approach: Calibración del modelo constitutivo

T Para evaluar la idoneidad del modelo constitutivo seleccionado, se calibra con resultados experimentales obtenidos de la formación Springton y Christchurch (Taylor, 2015). Como se mencionó, el material fue obtenido de una campaña geotécnica en la localización K1 (Fig. 6). Esta calle se vio gravemente afectada por la deformación del suelo inducida por la licuefacción en los últimos eventos sísmicos en el distrito de negocios de Canterbury. En la caracterización realizada en la localización y en el laboratorio, se encontraron arenas finas limosas grises de densidad blanda a mediana y arenosas con CF no plásticos predominantemente entre 15 y 50% en los 8 m superiores. Bajo este material, se encontraron arenas medias a densas seguidas por arenas densas limpias de color marrón hasta una profundidad de 22 m, donde aparecieron las gravas que se muestran en la Fig. 4 (de acuerdo con Taylor, 2015). Todas las muestras analizadas se han consolidado isotrópicamente y luego se han ensayado triaxialmente bajo presiones de confinamiento entre 50 kPa y 200 kPa e índices de huecos entre 0,722 y 1,05. La Tabla 1 muestra el valor inicial del índice de huecos y la presión de confinamiento efectiva de los ensayos triaxiales sin drenaje calibrados para diferentes CF. Se ha mantenido la nomenclatura adoptada por Taylor (2015) para identificar cada muestra analizada (K1-X-SX-UX) para tener una mejor trazabilidad de los ensayos calibrados. K1 está asociado con la localización de Kilmore Street, X es el número de tubo, SX es el número de muestra y UX es el número triaxial sin drenaje.

Tabla 1. Condiciones iniciales del ensayo triaxial no drenado analizado para diferentes contenido de finos (CF), índice de huecos (e) y tensión de confinamiento (p') (Taylor, 2015)

CF 3%	e [-]	p' [kPa]
K1-5-S5-U3	0.774	198.7
K1-5-S5-U2	0.952	49.8
K1-6-S1-U2	0.901	101.6
K1-6-S1-U3	0.957	50.1
CF 17%	e [-]	p' [kPa]
K1-4-S4-U3	0.813	201.418
K1-4-S4-U7	0.931	101.418
K1-4-S2-U2	0.963	51.773
CF 40%	e [-]	p' [kPa]
K1-2-S4-U4	0.722	299.473
K1-2-S4-U7	0.891	101.23
K1-2-S4-U1	1.053	50.615
CF 58%	e [-]	p' [kPa]
K1-3-S1-U1	0.899	99.838
K1-3-S1-U2	0.938	49.919

En todos estos casos, se ha obtenido un único conjunto de parámetros constitutivos para Christchurch Sand y Springston Silty Sand, parámetros que se utilizan para todas las densidades, presiones de confinamiento, trayectoria de carga y condiciones de drenaje. Si bien en la literatura se observa que las constantes elásticas tienen cierta variabilidad al ensayar mezclas de arenas con diferentes CF no plásticos (Ratman & Dafalias 2014, Goudarzy et al.2016), en el caso de los suelos de Christchurch donde el contenido de finos varía con la profundidad para una sola localización K1, esa variabilidad del parámetro elástico es muy baja como muestra Taylor (2015). La Tabla 2 muestra los parámetros adoptados. G_{eso} y K_{evo} son constantes elásticas adimensionales dadas por la ecuación (6) y (7), d_0 y m son constantes del modelo relacionadas con la dilatancia d dada por la ecuación (9). h_1 , h_2 y β son constantes del modelo relacionadas con el tensor de dirección n discriminativo de carga-descarga que permite una regla de flujo no asociativo. H'₀ y β'_0 son parámetros del modelo relacionado con las deformaciones plásticas al comienzo del proceso de carga. H_{v0} , β_v , son parámetros del modelo para obtener la relación de tensión máxima η_p en función del parámetro de estado ψ (ecuación 15). Los detalles de la calibración de los parámetros se pueden encontrar en Manzanal (2008). La idoneidad del modelo constitutivo MPZ se explora bajo carga monótona.

Tabla 2. Parámetros del modelo después de la calibración para dossuelos diferentes.

Parámetr	0	Arena limosa/Arena limpia
Elasticity	G _{eso}	125
	K _{evo}	167
Plastic flow	d_0	0.88
	т	3.5
	h_{1}/h_{2}	1.31 /0.85
	β	1.8
Plastic modulus	H'_0	125
	eta_0'	1.9
	$H_{\nu 0}$	175
	β_v	1.5

Las líneas de estado crítico para diferentes valores de CF y el estado inicial de los ensayos se muestran en la Fig.8, de acuerdo con los datos experimentales presentados por Taylor (2015). Los parámetros de estado crítico obtenidos de los datos experimentales para diferentes rangos de contenido de finos (CF) y contenido medio de finos CF_m se muestran en la Tabla 3. M_g es la pendiente de la Línea de Estado Crítico en el plano p'-q y e_r es el índice de huecos crítico a una presión de confinamiento de 1 kPa, λ es la pendiente de la línea de estado crítico en el plano e - p', ξ_c es un parámetro

de calibración. Se observa que la línea de estado crítico se mueve hacia abajo a medida que aumenta el CF (Fig. 8). El índice de huecos crítico disminuye a medida que mejora la distribución del tamaño de las partículas (Poulos, 1981; Sadrekarimi, 2013). La pendiente de la línea de estado crítico aumenta ligeramente. En la formación Springston, este comportamiento se observa en el rango de CF de 3% a 40%. Para CF superior al 40%, el índice de huecos crítico aumenta y se observa un aumento significativo en λ .

Tabla 3. Parámetros de estado crítico para los diferentes rangos de contenido de finos (*FC*) y contenido medio de finos (*FC_{ave}*)

FC	FCave	Mg	eΓ	λ	ξc
< 5% (Christchurch Sand)	5	1,38	0,9750	0,060	0,47
15-29%	20	1,38	0,9520	0,085	0,45
30-49%	40	1,38	0,9400	0,095	0,45
50-80%	65	1,38	1,0300	0,160	0,45

La figura 9 compara el resultado de la calibración para los ensayos triaxiales sin drenaje en función de las trayectorias de tensión efectiva (q - p') para muestras sueltas y de densidad media. El modelo MPZ reproduce la trayectoria de tensión de licuefacción estática en muestras sueltas y el comportamiento dilatante-contractivo en arenas de densidad media con un conjunto de constantes del modelo, como se muestra en la Tabla 2. La Fig. 10 presenta la calibración para ensayos triaxiales no drenados en función de trayectorias de tensiones efectivas (q - p') y comportamiento tensión-deformación para muestras de arena limosa de la formación Springton con diferente contenido de finos, que van del 17 al 58% para el estado suelto y medio denso.

Sorprendentemente, hay muy poca diferencia entre el comportamiento de la arena limosa con diferentes valores de CF y la arena limpia. Un CF más alto no evita la licue-facción si el estado inicial del suelo (en función de su índice de huecos y tensión de confinamiento) plastifica sobre la CSL en el plano e- $(p'/p_a)^{\xi}$. Es decir, hay un comportamiento contractivo en arenas sueltas, para las cuales el parámetro de estado es positivo. En tales casos, se observa licuefacción estática a pesar del CF. El modelo MPZ puede reproducir este comportamiento observado.



Figura 8. CSL de los materiales para diferentes CF.



Figura 9. Resultados de calibración para ensayos triaxiales no drenados en arena de Christchurch con un contenido de finos del 3% para a) presión de confinamiento de 50 y 200 kPa y relaciones de vacío de 0,952 y 0,774 respectivamente yb) presión de confinamiento de 50 y 100 kPa y relaciones de vacío de 0,957 y 0,901, respectivamente. *Símbolos: datos experimentales. Líneas: simulaciones de modelos.*



Figura 10. Comparación del ensayo triaxial no drenado y la simulación del modelo en arena limosa de la formación Sprinton para 17, 40 y 58% de contenido de finos para diferentes presiones de confinamiento e índices de huecos. Símbolos: datos experimentales. Líneas: simulaciones de modelos.

4.5. Simulación numérica de la columna de suelo bajo carga sísmica

Para evaluar el potencial de licuefacción del perfil de suelo saturado antes mencionado, se crea un modelo de elementos finitos en el código GeHoMadrid (Fernandez Merodo et al., 2004) para representar el suelo a una profundidad de 20 m sometido a un terremoto horizontal. La columna de suelo de 20 m está dividida por una capa superior de arena limosa de 8 m y una capa inferior de arena limpia de 12 m (Fig. 11). La entrada sísmica es el acelerograma del componente SE para el caso de Christchurch medido en la ubicación REHS (-43.5015, 172.021 en el sistema de coordenadas WGS84) (Ancheta et al., 2014), (Fig.5). Se supone que ambos lados y la base de la columna son impermeables. Se supone que las presiones de poro son cero en la superficie de la capa. El modelo de elementos finitos consta de 20 elementos cuadriláteros u-p estándar, donde se utilizan funciones de forma cuadrática con ocho nodos para la variable de campo de desplazamientos y funciones de forma lineal con cuatro nodos para la variable de campo de presión de poro. Los nodos laterales tienen condiciones de contorno repetidas, donde el desplazamiento de un nodo del lado derecho es igual al del correspondiente nodo del lado izquierdo (Fernandez Merodo et al., 2004). Los parámetros del material utilizados tanto para arena limosa como para arena limpia se muestran en la Tabla 2.



Figura 11. Columna esquemática de la estratigrafía del suelo estudiada.

Este estudio analiza el efecto del índice de huecos de las diferentes capas y el efecto del contenido de finos sobre la susceptibilidad a la licuefacción. Con respecto al efecto del índice de huecos, se modelaron numéricamente diferentes condiciones iniciales para la arena limosa de la Formación Springston en los 8 m superiores y la arena limpia de la Formación Christchurch en los 12 m inferiores de la columna de suelo. Se asume que el suelo tiene las mismas condiciones iniciales del ensayo de laboratorio calibrado previamente para el CF de 17% y 40%. La tabla 4 resume los casos estudiados.

 Tabla 4. Casos analizados para diferentes índices de huecos iniciales y contenido de finos (CF)

	Capa superior		Capa inferior	
Columna	e_0	FC [%]	e_0	FC [%]
Case la	1.030	15-29	0.825	1-5
Case Ib	0.886	15-29	0.825	1-5
Case Ic	0.886	15-29	0.957	1-5
Case IIa	0.960	30-49	0.825	1-5
Case IIb	0.903	30-49	0.825	1-5
Case IIc	0.886	30-49	0.825	1-5
Case IId	0.771	30-49	0.825	1-5

Los resultados para todos los casos durante los movimientos sísmicos se presentan en la Fig. 12 y Fig. 13, como líneas de isócronas, que se pueden comparar con el esfuerzo vertical efectivo inicial en toda la columna de suelo. Vale la pena señalar que la licuefacción se predice en aquellos lugares donde las isócronas tocan la línea de tensión inicial efectiva. En la figura 11 se muestra la evolución de las presiones de poro en exceso durante tres tiempos diferentes, junto con la tensión vertical efectiva para el caso I. de toda la capa superior (8 m) con arena limosa en estado suelto (Fig. 12. a). Cuando la densidad del estrato superior es mayor (Caso Ib), no se observa licuefacción en la columna de suelo (Fig. 12. b). En el caso Ic, las condiciones iniciales de los 8 m superiores se mantienen como en el caso Ib, y se supone que los 12 m inferiores de la columna de arena limpia están en estados iniciales sueltos ($e_0 = 0.975$). Se observa que la licuefacción ocurre en casi todo el estrato inferior



Figura 12. Exceso de presión intersticial para diferentes momentos durante la carga sísmica: a) Caso la, b) Caso lb, y (c) Caso *lc*



Figura 13. Resultados del exceso de presión de poro del suelo para diferentes momentos durante la carga sísmica: a) Caso IIa, b) Caso IIb, c) Caso IIc yd) Caso IId.

después de 20 segundos de carga (Fig. 12. c). El exceso de presión de poro en la capa superior aumenta en comparación con el caso Ib. Esto es principalmente inducido por la licuefacción de la capa inferior.

El exceso de presión de poro evoluciona con la profundidad para diferentes densidades iniciales en la capa superior para el caso II se muestra en la Fig. 13. Se ve que la licuefacción ocurre en casi todo el estrato superior para el índice de huecos e = 0,96 (Caso IIa). Para el estado más denso (Caso IIb a Caso IId), el exceso de presión de poro permanece en la región segura durante la agitación. No se observa licuefacción en las capas más profundas durante el sismo para los cuatro casos analizados. Además, es posible observar algunas dilataciones en esta capa para el estado más denso (Caso IId). La línea de estado crítico para la arena limosa con CF alrededor del 40% se mueve hacia abajo en comparación con la arena limosa con CF alrededor del 17% (Fig.8).

Según los procedimientos simplificados, el aumento del CF no provoca un aumento monótono del potencial de licuefacción. Sin embargo, los resultados numéricos presentados parecen indicar lo contrario. La figura 14 muestra la influencia de la CF (5%, 20%, 40% y 65%) en la susceptibilidad a la licuefacción para cuatro índices de huecos (e = 0,80, 0,85, 0,90 y 0,95) en función de la relación de exceso de presión de poro (r_u) y la profundidad donde r_u se define como la relación entre el exceso de presión intersticial y la presión inicial efectiva p'

La posición relativa de las líneas de estado crítico para diferentes CF (Fig. 14) influye en el comportamiento dilatante-contractivo de la arena limpia y limosa a través del parámetro de estado del modelo constitutivo MPZ. Es posible observar que una presión de confinamiento menor a 100 kPa ((p'/ p_a)^{ξc} = 1), similar a la presión de confinamiento junto con la capa superior, y un alto índice de huecos (e = 0.95) produce licuefacción solo en los primeros 4 m de capa superior para 20% CF y los primeros 8 m para 40% CF.

Cuando el CF de la capa es del 65% y las tensiones de confinamiento son bajas, no se observa licuefacción para la relación de huecos entre 0,8 y 0,95. Lo mismo se aplica a la capa superior con CF inferior al 5%. Existe un aumento en el potencial de licuefacción entre las profundidades de 2 m y 5 m. Esto muestra que la susceptibilidad a la licuefacción no viene dada solo por la densidad o CF según se evalúa con métodos simplificados. Tanto la presión de confinamiento como el índice de huecos, así como la ubicación de la línea de estado crítico, influyen y varían la licuefacción potencial de la capa, como se muestra en la Fig. 14. El parámetro de estado juega un papel fundamental en la evaluación del potencial de licuefacción a través de modelos constitutivos que reproducen adecuadamente la licuefacción.

Estos resultados de análisis numérico también corroboran hallazgos previos de las metodologías simplificadas, que mostraron que las estimaciones de LPI tienden a predecir en exceso los casos de licuefacción. En comparación con el modelo numérico, las metodologías simplificadas son rápidas y sencillas de aplicar y no requieren calibraciones extensas para su aplicación. Ambos métodos conducen a la predicción de casos de licuefacción en la localización K1, de acuerdo con las observaciones posteriores al evento de Christchurch. Sin embargo, los procedimientos simplificados no pueden caracterizar completamente



Figura 14. Resultados de la relación de exceso de presión de poro a lo largo de la columna de suelo para diferentes contenidos de finos de la capa superior de arena limosa al final del terremoto para diferentes relaciones de vacíos iniciales e.

la heterogeneidad de la columna de suelo y su comportamiento durante un evento sísmico. Estos modelos se basan en análisis de regresión de historias de casos de licuefacción de perfiles de suelo de diferentes entornos geomorfológicos, la mayoría de los cuales involucran localizaciones con bajo CF. En cambio, Christchurch se caracteriza por una estratigrafía compleja con perfiles de suelo con mayor variabilidad de CF. Esto da como resultado que los procedimientos simplificados sobre predicen la extensión de capas potencialmente licuables debido a incertidumbres significativas en la caracterización de la estratigrafía del suelo, la estimación de CF y, por lo tanto, su influencia en la identificación de capas potencialmente licuables.

5. CONCLUSIONES

Este artículo presenta un modelo numérico para estimar el efecto del contenido de finos sobre el potencial de licuefacción en los suelos de Christchurch mediante una formulación de elementos finitos acoplada sólido-fluido. El modelo constitutivo utilizado combina la formulación versátil y jerárquica de la teoría de la plasticidad generalizada con el marco del estado crítico e introduce la dependencia del estado para las arenas y arenas limosas a través del parámetro de estado. Con base en datos experimentales previos en suelos de Christchurch, el parámetro de estado se elige para combinar los parámetros de estado crítico y estado inicial para estimar la influencia del contenido de finos en la licuefacción de diferentes columnas de suelo.

El modelo numérico muestra que un contenido de finos más alto no previene la licuefacción sino que depende sustancialmente del estado inicial del suelo, dado por la presión de confinamiento y el índice de huecos inicial. La determinación de la línea de estado crítico para diferentes contenidos de finos influye en el estado inicial y el parámetro de estado. Se observa que con una valor de parámetro de estado inicial positivo las columnas de suelo alcanzan la licuefacción. Estos resultados demuestran que es probable que ocurra licuefacción en la ubicación seleccionada a pesar del alto contenido en finos, lo que concuerda con las observaciones.

La licuefacción en varia localizaciones de Christchurch también se evalúa mediante 12 procedimientos simplificados basados en pruebas de penetración in situ (6 basadas en CPT y 6 basadas en SPT). Se muestra que, dado que estos métodos no tienen en cuenta el efecto del comportamiento dilatatante-contractivo de la arena durante el cortante, su aplicación a arenas con finos puede resultar en una predicción excesiva de licuefacción y resultados poco fiables.

En general, los modelos simplificados resultan en métodos valiosos para una primera aproximación del potencial de licuefacción de las grandes áreas urbanas, ya que no requieren una gran cantidad de datos para su aplicación. Sin embargo, se deben utilizar simulaciones numéricas para verificar estimaciones empíricas en entornos geomorfológicos complejos como Christchurch, ya que proporcionan información significativa sobre la mecánica de la licuefacción del suelo y pueden representar de manera más realista el efecto del contenido de finos no plásticos en el potencial de licuefacción de los suelos durante un evento sísmico.

6. AGRADECIMIENTOS

El primer autor agradece el apoyo económico para su visita de investigación al University College London otorgado por el Ministerio de Educación español en el marco del programa de movilidad "José Castillejo" (CAS18 / 00171) y el apoyo económico proporcionado por el Ministerio español MINECO en el marco del proyecto ALAS (BIA2016-76253-P) y proyecto PLAND (PID2019-105630GB-I00). Los autores también agradecen a Myrto Papaspiliou y Crescenzo Petrone de Willis Research Network, Liam Wotherspoon de QuakeCoRE y el Departamento de UCL CEGE, que han apoyado este proyecto de investigación a través de la Escuela de Doctorado en Sostenibilidad y Resiliencia Urbana del University College de Londres. También agradecemos a la Base de datos geotécnica de Nueva Zelanda (NZGD) y sus patrocinadores, el Ministerio de Negocios, Innovación y Empleo y la Comisión de Terremotos de Nueva Zelanda (EQC), por proporcionar los datos geotécnicos utilizados.

7. REFERENCIAS

Amoroso S, Rollins KM, Andersen P, et al. (2020) Blast-induced liquefaction in silty sands for full-scale testing of ground improvement methods: Insights from a multidisciplinary study. Eng Geol 265:105437. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105437

Ancheta TD, Darragh RB, Stewart JP, et al (2014) NGA-West2 database. Earthq Spectra 30:989–1005

Bandini V, Coop MR (2011) The influence of particle breakage on the location of the critical state line of sands. In: Soils and Foundations. pp 591–600

Beavan J, Fielding E, Motagh M, et al (2011) Fault location and slip distribution of the 22 February 2011 MW 6.2 Christchurch, New Zealand, earthquake from geodetic data. Seismol Res Lett 82:789–799. https://doi.org/10.1785/gssrl.82.6.789

Been K, Jefferies MG (1985) A state parameter for sands. Géotechnique 35:99–112. https://doi.org/10.1680/geot.1985.35.2.99

Bertelli S, Manzanal D, Lopez-Querol S, et al (2019) Numerical simulation of observed liquefaction phenomena from the 2011 Christchurch event. In: SECED 2019. Greenwich, London, pp 1–9

Beyzaei CZ, Bray JD, Cubrinovski M, et al (2018) Laboratory-based characterization of shallow silty soils in southwest Christchurch. Soil Dyn Earthq Eng 110:93–109. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.01.046

Biot MA (1941) General theory of three-dimensional consolidation. J Appl Phys 12:155–164. https://doi.org/10.1063/1.1712886

Boulanger R, Idriss IM (2014a) CPT and SPT Based Liquefaction Triggering Procedures (Report No. UCD/CGM-14/01). CeMemphisEdu 134

Brackley HL (2012) Review of liquefaction hazard information in eastern Canterbury , including Christchurch City and parts of Selwyn , Waimakariri and Hurunui Districts Brown LJ, Weeber JH (1992) Geology of the Christchurch urban area. Inst Geol Nucl Sci Geol map

Cappellaro C (2019) The Influence of Fines Content, Fabric and Layered Structure on the Undrained Cyclic Behaviour of Christchurch Sandy Soils. University of Canterbury

Cappellaro C, Cubrinovski M, Bray JD, Chiaro G, Riemer MF, Stringer ME (2021) Liquefaction resistance of Christchurch sandy soils from direct simple shear tests. Soil Dyn Earthq Eng 141:106489. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106489

Cavallaro A, Capilleri P, Grasso S (2018): Site Characterization by in Situ and Laboratory Tests for Liquefaction Potential Evaluation during Emilia Romagna Earthquake. Geosciences, Special Issue: "Site-Specific Seismic Hazard Analysis: New Perspectives, Open Issues and Challenges", Geosciences 2018, 8(7), 242, pp. 1 - 15. (ISSN: 2076-3263) DOI:10.3390/geosciences8070242.

Cheng K, Zhang J, Miao Y, Ruan B, Peng T (2019) The effect of plastic fines on the shear modulus and damping ratio of silty sands. B Eng Geol Environ 78:5865-5876. https://dor. org/10.1007/s10064-019-01522-1

Ecemis N, Karaman M (2014) Influence of non-/low plastic fines on cone penetration and liquefaction resistance. Eng Geol 181:48–57. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.08.012

Fernandez Merodo JA, Pastor M, Mira P, et al (2004) Modelling of diffuse failure mechanisms of catastrophic landslides. Comput Methods Appl Mech Eng 193:2911–2939. https://doi.org/10.1016/j.cma.2003.09.016

Fontana D, Amoroso S, Minarelli L, Stefani M (2019) Sand Liquefaction Induced By a Blast Test: New Insights On Source Layer and Grain-Size Segregation Mechanisms (Late Quaternary, Emilia, Italy). J Sediment Res 89:13–27. https://doi.org/10.2110/ jsr.2019.1

Ghaboussi J, Wilson EL (1973) Flow of compressible fluid in porous elastic media. Int J Numer Methods Eng 5:419–442. https://doi.org/10.1002/nme.1620050311

Goudarzy M, König D, Schanz, T (2016) Small strain stiffness of granular materials containing fines. Soils and Foundations, Volume 56, Issue 5, 2016, Pages 756-764,ISSN 0038-0806,https:// doi.org/10.1016/j.sandf.2016.08.002.

Grasso S, Maugeri M (2008) The Seismic Dilatometer Marchetti Test (SDMT) for Evaluating Liquefaction Potential under Cyclic Loading. In Proc. IV Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamic; Sacramento, USA, May 18-22, 2008. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV GSP 181 © 2020 ASCE, Geo Institute, ISBN 978-0-7844-0975-6, 15 p.

Grasso S, Massimino MR, Sammito MSV (2021) New Stress Reduction Factor for Evaluating Soil Liquefaction in the Coastal Area of Catania (Italy). Geosciences 2021, 11, 12. https://doi. org/10.3390/ geosciences11010012

Green RA, Cubrinovski M, Cox B, et al (2014) Select Liquefaction Case Histories from the 2010-2011 canterbury earthquake sequence. Earthq Spectra 30:131–153. https://doi. org/10.1193/030713EQS066M

Hird CC, Hassona FAK (1990) Some factors affecting the liquefaction and flow of saturated sands in laboratory tests. Eng Geol 28:149–170. https://doi.org/10.1016/0013-7952(90)90039-4

Idriss IM, Boulanger RW (2008) Soil Liquefaction during Earthquakes

Idriss IM, Boulanger RW (2004) Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential during Earthquakes. In Proceedings of the 11th IC SDEE/3rd ICEGE Proceedings, Berkeley, CA, USA, 7 - 9 January 2004; Volume 1, pp. 32 - 56. Idriss IM (1999) An Update to the Seed-Idriss Simplified Procedure for Evaluating Liquefaction Potential. In Proceedings of the TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Washington, DC, USA, 10 January 1999.

Ishihara K (1993) Liquefaction and flow failure during earthquakes. Geotechnique 43:351–451. https://doi.org/10.1680/ geot.1993.43.3.351

Iwasaki T, Arakawa T, Tokida K (1984) Simplified Procedures for Assesing Soil Liquefaction During Earthquakes. Soil Dyn Earthq Eng 3:49–58

Iwasaki T, Tatsuoka F, Tokida K, Yasuda S (1978) A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan. In: Proceedings of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction-Research and Application, San Francisco, California, USA. pp 885–896

Javanmardi Y, Imam R, Pastor M, Manzanal D (2018) A reference state curve to define the state of soils over a wide range of pressures and densities. Géotechnique Ahead of Print, pp. 1–12. Published online: May 22, 2017. https://doi.org/10.1680/ jgeot.16.P.136

Jefferies M, Been K (2016) Soil Liquefaction. A Critical State Approach. Second Edition. CRC Press. 690 Pages. ISBN 9780367873400

Jiang X, Cui P, Ge Y (2015) Effects of fines on the strength characteristics of mixtures. Eng Geol 198:78–86. https://doi.or-g/10.1016/j.enggeo.2015.09.011

Juang CH, Ching J, Luo Z, Ku CS (2012) New models for probability of liquefaction using standard penetration tests based on an updated database of case histories. Eng Geol 133–134:85–93. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.02.015

Kayabasi A, Gokceoglu C (2018) Liquefaction potential assessment of a region using different techniques (Tepebasi, Eskişehir, Turkey). Eng Geol 246:139–161. https://doi.org/10.1016/j. enggeo.2018.09.029

Lade PV, Ghaboussi J, Inel S, Yamamuro JA (1994) Experimental determination of constitutive behavior of soils. In: International Conference on Association of Computer Methods for Advances in Geomechanics

Li XS (1997) Modeling of dilative shear failure. J Geotech Eng 123:609-616. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:7(609)

Li XS, Dafalias YF (2000) Dilatancy for cohesionless soils. Geotechnique 50, 449–460. https://doi.org/10.1680/ geot.2000.50.4.449

López-Querol S, Coop MR (2012) Drained cyclic behaviour of loose dogs bay sand. Geotechnique 62:281–289. https://doi. org/10.1680/geot.8.P.105

López-Querol S, Fernández-Merodo JA, Mira P, Pastor M (2008) Numerical modelling of dynamic consolidation on granular soils. Int J Numer Anal Methods Geomech 32:1431–1457. https://doi.org/10.1002/nag.676

Manzanal D, Fernández Merodo JA, Pastor M (2011a) Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. Part I: Saturated state. Int J Numer Anal Methods Geomech 35:1347–1362. https://doi.org/10.1002/nag.961

Manzanal D, Pastor M, Merodo JAF (2011b) Generalized plasticity state parameter-based model for saturated and unsaturated soils. Part II: Unsaturated soil modeling. Int J Numer Anal Methods Geomech 35:1899–1917. https://doi.org/10.1002/nag.983

Manzanal D, Pastor M, Merodo JAF, Mira P (2010) A state parameter based generalized plasticity model for unsaturated soils. C - Comput Model Eng Sci 55:293–317. https://doi.org/10.3970/ cmes.2010.055.293

Markham CS, Bray JD, Cubrinovski M, Riemer MF (2018) Liquefaction resistance and steady-state characterization of shallow soils within the christchurch central business district. J Geotech Geoenvironmental Eng 144:. https://doi.org/10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0001823

Maurer BW, Green RA, Cubrinovski M, Bradley BA (2015) Fines-content effects on liquefaction hazard evaluation for infrastructure in Christchurch, New Zealand. Soil Dyn Earthq Eng 76:58–68. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.10.028

Maurer BW, Green RA, Cubrinovski M, Bradley BA (2014) Evaluation of the liquefaction potential index for assessing liquefaction hazard in Christchurch, New Zealand. J Geotech Geoenvironmental Eng 140:04014032. https://doi.org/10.1061/(ASCE) GT.1943-5606.0001117

Ministry for Business Innovation & Employment (2018) New Zealand Geotechnical Database (NZGD). https://www.nzgd.org. nz/HelpSupport/AboutNZGD.pdf. Accessed 3 Feb 2020

Monaco P, Marchetti S, Totani G, Calabrese M (2005) Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT). In Proceedings of the XVI ICSMGE, Osaka, Japan, 12–16 September 2005; Volume 4, pp.2693–2697.

New Zealand Geotechnical Database (2013) "Liquefaction and Lateral Spreading Observations", Map Layer CGD0300. https://www.nzgd.org.nz/. Accessed 3 Feb 2020

New Zealand Geotechnical Database (2015) "Conditional PGA for Liquefaction Assessment", Map Layer CGD5110. https:// www.nzgd.org.nz/. Accessed 3 Feb 2020

Phan QT, Bui H, Nguyen GD, Bouazza A (2021) Effect of particle rolling resistance on drained and undrained behaviour of silty sand. Acta Geotech. https://doi.org/10.1007/s11440-020-01128-y

Pastor M, Zienkiewicz OC, Chan AHC (1990) Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour. Int J Numer Anal Methods Geomech 14:151–190. https://doi.org/10.1002/ nag.1610140302

Pitman TD, Robertson PK, Sego DC (1994) Influence of fines on the collapse of loose sands. Can Geotech J 31:728–739. https:// doi.org/10.1139/t94-084

Poulos SJ (1981) The steady state of deformation. J Geotech Eng Div ASCE 107:553–562. https://doi.org/10.1016/0148-9062(81)90548-9

Prasomsri J, Takahashi A (2020) The role of fines on internal instability and its impact on undrained mechanical response of gap-graded soils. Soils Found 60:1468-1488. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.09.008

Qadimi A, Coop MR (2007) The undrained cyclic behaviour of a carbonate sand. Geotechnique 57:739–750. https://doi. org/10.1680/geot.2007.57.9.739

Rahman, M., Dafalias, Y., 2014. Modelling the static liquefaction of sand with low-plasticity fines. Géotechnique 2014 64:11, 881-894

Rahman MM, Lo SR, Gnanendran CT (2008) On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines. Can. Geotech. J. 45, No. 10, 1439–1455, http://dx.doi. org/10.1139/T08-064

Rahman M, Baki M, Lo S (2014) Prediction of undrained monotonic and cyclic liquefaction behavior of sand with fines based on the equivalent granular state parameter. Int. J. Geo- mech. 14, No. 2, 254–266, http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)GM. 1943-5622.0000316. Rees SD (2010) Effects of fines on the undrained behavior of Christchurch sandy soils. University of Canterbury

Richart FE, Hall JR, Woods RD (1970) Vibrations of soils and foundations. Prentice-Hall

Robertson PK, Wride CE (1998) Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Can Geotech J 35:442–459. https://doi.org/10.1139/t98-017

Sadrekarimi A (2013) Influence of fines content on liquefied strength of silty sands. Soil Dyn Earthq Eng 55:108–119. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2013.09.008

Seed HB, Idriss IM (1971) Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. ASCE J Soil Mech Found Div 97:1249-1273

Schnaid F (2008) In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests. CRC Press. ISBN: 041543386X

Taylor ML (2015) The geotechnical characterisation of Christchurch sands for advanced soil modelling. University of Canterbury

Thevanayagam S (1998) Effect of Fines and Confining Stress on Undrained Shear Strength of Silty Sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (6). pp 479-491. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:6(479)

Wotherspoon L, Orense RP, Green R, et al (2014) Analysis of liquefaction characteristics at Christchurch strong motion stations. In: Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes - Selected Papers from the New Zealand: Japan Workshop on Soil Liquefaction during Recent Large-Scale Earthquakes. pp 33–43

Yang Y, Chen L, Sun R, et al (2017) A depth-consistent SPT-based empirical equation for evaluating sand liquefaction. Eng Geol 221:41–49. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2017.02.032 Yang SL, Sandven R, Grande L (2006) Steady-state lines of sand-silt mixtures. Can. Geotech. J. 43, No. 11, 1213–1219

Youd BTL, Idriss IM, Andrus RD, et al (2001) Liquefaction Resistance of Soils : Summary R Eport From the 1996 Nceer and 1998 Nceer / Nsf Workshops on Evaluation. J Geotech Geoenvironmental Eng 127:817–833. https://doi.org/10.1061/ (ASCE)1090-0241(2001)127:10(817)

Youd TL, Idriss IM (2001) Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/ NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. J Geotech Geoenvironmental Eng 127:297–313. https://doi. org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:4(297)

Zienkiewicz OC, Chan A, Pastor M, Schrefler B (1999) Computational geomechanics. John Wiley & Sons

Zienkiewicz OC, Chan AHC, Pastor M, et al (1990) Static and dynamic behaviour of soils: a rational approach to quantitative solutions. I. Fully saturated problems. Proc - R Soc London, A 429:285–309. https://doi.org/10.1098/rspa.1990.0061

Zienkiewicz OC, Chang CT, Bettess P (1980) Drained, undrained, consolidating and dynamic behaviour assumptions in soils. Geotechnique 30:385–395. https://doi.org/10.1680/ geot.1980.30.4.385

Zienkiewicz OC, Mroz Z (1984) Generalized plasticity formulation and applications to geomechanics. In: researchgate.net. pp 655–679

Zienkiewicz OC, Shiomi T (1984) Dynamic behaviour of saturated porous media; The generalized Biot formulation and its numerical solution. Int J Numer Anal Methods Geomech 8:71– 96. https://doi.org/10.1002/nag.1610080106

Zlatović S, Ishihara K (1995) On the influence of nonplastic fines on residual strength. First Int. Conf. Earthq. Geotech. Eng. 239–244.