

EL FENÓMENO DE LA LICUACIÓN POR FLUJO. APROXIMACIÓN TEÓRICA Y PRÁCTICA

The flow liquefaction phenomenon. Theoretical and practical approach

Javier Moreno Robles^a

^a Laboratorio de Geotecnia, CEDEX, España

RESUMEN – En los últimos años y debido al aumento de la actividad minera, se ha incrementado el número de eventos que han traído consigo roturas catastróficas y súbitas en los depósitos de residuos, con pérdida de numerosas vidas humanas. En muchos casos se ha interpretado que la causa principal de estos fallos ha sido la licuación por flujo. El presente documento tiene como finalidad aproximar el campo teórico y el práctico a la hora de realizar un diseño y/o para evaluar un depósito existente o en construcción. De esta manera se pretende que cualquier ingeniero que no sea experto en la materia pueda comprender el fenómeno de la licuación por flujo y analizar de forma crítica el diseño de un depósito de residuos mineros. Su diseño, sin embargo, debería quedar reservado a los ingenieros con experiencia en el tema.

SYNOPSIS – In recent years and due to the increase in mining activity, the number of events that have brought catastrophic and sudden ruptures in the mine waste deposits, with the loss of numerous human lives, has increased. In many cases, the main cause of these failures has been interpreted as flow liquefaction. The purpose of this document is to approximate the theoretical and practical field when making a design and/or to evaluate an existing or under construction deposit. In this way, it is intended that any engineer who is not an expert in the field can understand the phenomenon of flow liquefaction and critically analyze the design of a mining waste deposit. Its design, however, should be reserved for experienced engineers.

Palabras Clave – Licuación por flujo, CPTu, resistencia post-licuación, depósitos de residuos mineros

Keywords – Flow liquefaction, CPTu, post-liquefaction strength, mine waste deposits

1 – INTRODUCCIÓN

En los últimos años, y debido al aumento de la actividad minera, se ha incrementado el número de eventos que han traído consigo roturas catastróficas y súbitas en los depósitos de residuos, con pérdida de numerosas vidas humanas. En muchos casos se ha interpretado que la causa principal de estos fallos ha sido la licuación por flujo. Por este motivo, el esfuerzo realizado en la mejora del conocimiento de este fenómeno, así como el planteamiento de unos procedimientos adecuados de diseño, se ha intensificado.

En numerosos libros y referencias técnicas se incluyen las características más importantes del fenómeno de la licuación desde un punto de vista teórico y académico. Por otro lado también existen muchos artículos técnicos para especialistas donde se analizan, con gran detalle, diferentes aspectos de la licuación por flujo y su influencia en el diseño de estas obras mineras.

El presente documento tiene como finalidad aproximar el campo teórico y el práctico tanto a la hora de realizar un diseño como en la evaluación de un depósito existente. De esta manera se

E-mail: jmoreno@cedex.es (J. Moreno)

pretende que cualquier ingeniero que no sea experto en la materia pueda comprender el fenómeno de la licuación por flujo y analizar, de forma crítica, el diseño de un depósito de residuos mineros. Su definición final, sin embargo, debería quedar reservado a los ingenieros con experiencia en el tema.

2 – DESCRIPCIÓN CONCEPTUAL DEL FENÓMENO DE LA LICUACIÓN

2.1 – Conceptos básicos

Bajo el término de licuación¹ Mogami y Kubo (1953) agrupaban todos los fenómenos que producían, en los suelos granulares sueltos y saturados, la disminución o pérdida total de su resistencia al corte.

Para poder entender el concepto de licuación es conveniente recordar el distinto tipo de comportamiento que tienen los suelos en función de su estado inicial de empaquetamiento de partículas, lo que se relaciona habitualmente con su densidad relativa².

En la Figura 1 se muestran, de forma simplificada y académica, tres posibles materiales a los que se les somete a una deformación de corte.

En el caso de que el suelo sea una arena suelta drenada o no suficientemente saturada (con grados de saturación claramente inferiores al 80%), cuando se somete a una deformación de corte (Figura 1 superior) las partículas de cada una de las filas superiores se van encajando en los huecos de las inferiores, ocupando el espacio de éstos. En este caso el volumen previo (V_{pre}) a la deformación de corte será superior al volumen final (V_{post}).

Si el suelo fuese la misma arena suelta anterior, estando en esta ocasión saturada, y la deformación de corte es suficientemente rápida como para que no se produzca el drenaje del agua de los poros (Figura 1 central), cuando las partículas de las filas superiores intentan ocupar los huecos de las filas inferiores, el agua existente en dichos poros se lo va a impedir ya que no es capaz de drenar y cederles el volumen reclamado, por lo que se producirá un aumento de la presión intersticial. Este aspecto induce una disminución de la tensión entre partículas reduciendo, consecuentemente, la resistencia al corte del terreno. En este caso el volumen previo a la deformación de corte será similar al volumen final³.

Por último, cuando la arena presenta un estado inicial más denso y se ve sometida a una deformación de corte, las partículas de una fila tienen que remontar por encima de las inferiores, aumentando el volumen de los huecos (Figura 1 inferior). En este caso el volumen previo a la deformación de corte será inferior al volumen final. Adicionalmente, en el caso de que los poros estén llenos de agua se producirá una disminución de las presiones intersticiales con el consiguiente aumento de las tensiones efectivas y de la resistencia de estos suelos.

2.2 – Ensayos drenados

En 1936 A. Casagrande realiza los primeros ensayos triaxiales drenados⁴ en la Universidad de Harvard empleando muestras con diferentes compacidades y misma tensión de confinamiento ($\sigma'_3 = cte$).

¹ Según la RAE, la definición en castellano de “licuar” es “hacer líquida una sustancia sólida o gaseosa” mientras que la de “licuefacción” es “conversión de un gas en líquido por compresión a muy bajas temperaturas”. Por otro lado en inglés, el término “*liquefaction*” se define como “*conversion of soil into a fluidlike mass during an earthquake or other seismic event*”. Por lo tanto, el término castellano correcto es licuación, siendo el empleo en castellano de “licuefacción” un anglicismo.

² Se recuerda que se conoce como densidad relativa al cociente $D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$

³ Por este motivo se conocen a los ensayos sin drenaje como ensayos a volumen constante.

⁴ En 1936 no se disponía de la tecnología adecuada para medir las presiones intersticiales en el interior de las probetas, por lo que los ensayos triaxiales debían ser en condiciones drenadas.

Analizando los resultados de estos ensayos drenados (Figura 2) se observa que las muestras densas pueden soportar una tensión de corte superior a pequeñas deformaciones axiales (denominada resistencia de pico) para posteriormente disminuir su resistencia hasta un valor sensiblemente inferior (denominada resistencia residual), que se alcanza a deformaciones medias y permanece prácticamente constante en grandes deformaciones.

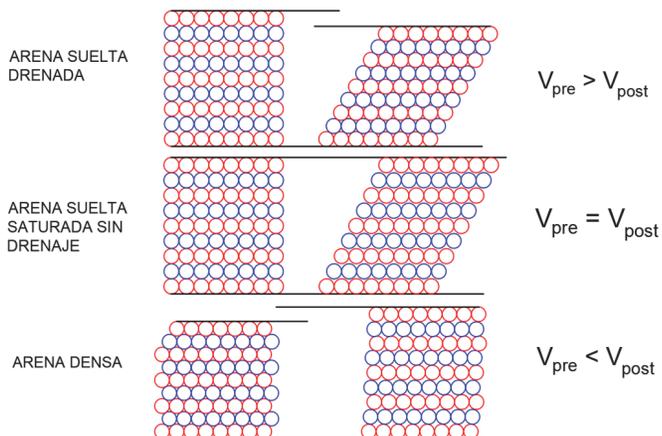


Fig. 1 - Croquis esquemáticos de diferentes tipos de comportamiento de los suelos frente a una deformación de corte monótonica

En el caso de los suelos flojos estos presentan un comportamiento con endurecimiento, aumentando su resistencia a medida que se incrementa su deformación axial hasta alcanzar un valor asintótico a deformaciones medias que se mantiene constante a grandes deformaciones.

Es fundamental observar que, independientemente del estado inicial de la probeta, el valor de la resistencia a grandes deformaciones es prácticamente idéntico en ambos casos.

Si se estudia en estos mismos ensayos la evolución del índice de huecos (e) se puede ver que, aunque la probeta con suelo flojo parta de un índice de huecos e_F superior al de la probeta de suelo denso e_D , cuando se alcanzan las grandes deformaciones axiales ambas confluyen en un valor similar e_C correspondiente al denominado estado crítico o estado de deformación volumétrica constante.

Cuando se realizan suficientes ensayos triaxiales drenados con diferentes tensiones efectivas de confinamiento (σ'_3) y se incluyen en una misma gráfica los valores de los índices de huecos iniciales (tanto e_F como e_D) y los finales (e_C) se puede ver (Figura 3) que éstos últimos se alinean definiendo la línea de relación crítica de huecos (*Critical void ratio line*).

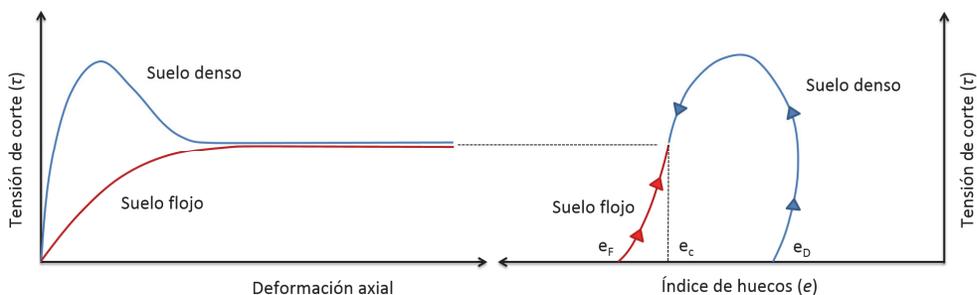


Fig. 2 - Ejemplo de resultados de dos muestras (floja y densa) a la misma tensión efectiva de confinamiento en ensayos triaxiales drenados

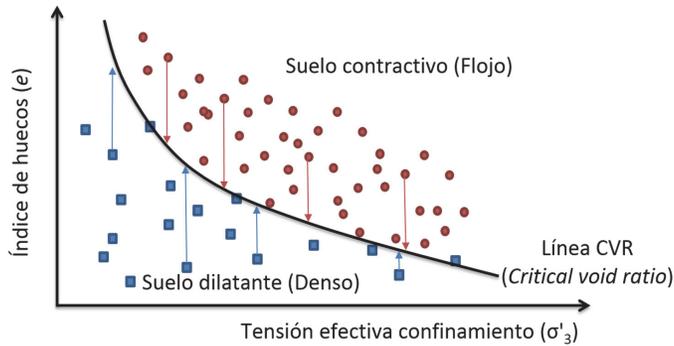


Fig. 3 - Ejemplo de resultados de dos muestras (floja y densa) a la misma tensión efectiva de confinamiento en ensayos triaxiales drenados

La trayectoria que siguen estos ensayos en el diagrama $\sigma'_3 - e$ es vertical ya que corresponden a ensayos drenados con una σ'_3 constante. En el caso de que los ensayos fuesen no drenados, es razonable suponer que deberían seguir una trayectoria horizontal correspondiente a ensayos a volumen constante ($e = \text{cte}$).

Estas trayectorias definirían una línea de relación crítica de huecos (CVR) única para cada suelo, independientemente de si los ensayos empleados para determinarla son drenados o no drenados. Adicionalmente, en el caso de representarla en un diagrama semilogarítmico de tensiones de confinamiento ($\log \sigma'_3$) la línea CVR se puede representar con una línea recta para un rango de tensiones moderadas (Figura 4).

Combinando los comportamientos conceptuales mostrados en la Figura 1 con los resultados obtenidos con los ensayos triaxiales drenados, se puede colegir que los materiales situados por encima de la línea CVR, de naturaleza contractiva, podrían ser susceptibles de licuar; mientras que

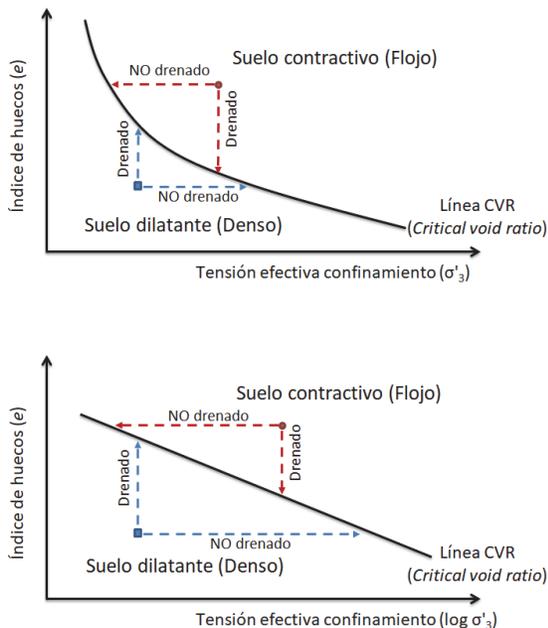


Fig. 4 - Obtención de la línea de relación crítica de huecos (CVR) en ensayos drenados y no drenados

los que se encuentran por debajo (dilatantes) no tendrán dicha característica.

2.3 – Ensayos no drenados

Castro (1969)⁵ realiza los primeros ensayos triaxiales no drenados en la Universidad de Harvard tanto en muestras consolidadas isotrópicamente como anisotrópicamente. Conceptualmente los resultados obtenidos se pueden ver en la Figura 5. Partiendo en este caso de tres muestras consolidadas anisotrópicamente ($q \neq 0$) y con diferente compacidad se observan tres tipos de comportamiento muy diferenciado.

En el primero de ellos, una muestra densa, a medida que se aumenta la deformación axial, se incrementa su resistencia. Esto es debido a que, salvo en la fase muy inicial de la aplicación de la carga desviadora donde los incrementos de presión de poro son positivos, la presión intersticial disminuye y aumentan las tensiones efectivas y, por lo tanto, su resistencia. Este material no es susceptible de licuar.

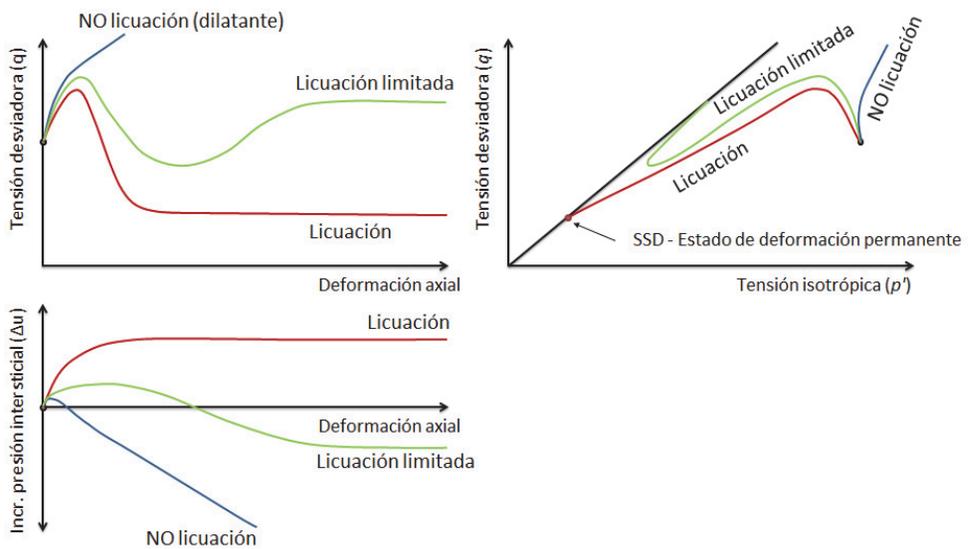


Fig. 5 - Ejemplo de resultados de tres muestras con diferente densidad relativa en ensayos triaxiales no drenados

En el caso de que la densidad relativa sea reducida se observa un comportamiento con reblandecimiento (pico-residual) donde el incremento de presión intersticial aumenta rápidamente con la deformación axial hasta que se estabiliza en un valor prácticamente constante. En el gráfico p' - q se observa que la trayectoria de tensiones efectivas adopta valores de q superiores al valor inicial hasta que alcanza el valor máximo (pico) y desciende hasta intersectar la línea de resistencia intrínseca. Este material presenta susceptibilidad a la licuación.

Por último, cuando la compacidad es intermedia entre los escenarios anteriores se puede dar la denominada licuación limitada que consiste en un reblandecimiento inicial que finalmente se transforma en endurecimiento.

Analizando con más detalle el caso de los suelos susceptibles de licuar se pueden observar dos aspectos muy significativos y característicos de la licuación en la Figura 6.

⁵ Gonzalo Castro fue discípulo de Arthur Casagrande en la Universidad de Harvard.

En esta figura se muestra un ensayo triaxial no drenado con consolidación previa isotrópica. Al aplicar la fuerza desviadora se alcanza una resistencia de pico de unos 230 kPa con una deformación axial del orden del 1% y una presión intersticial de unos 200 kPa. El tiempo empleado en aplicar dicho esfuerzo desviador es de 14 minutos.

Al continuar con el ensayo, intentando aumentar la carga desviadora, se produce una pérdida súbita de resistencia hasta alcanzar una resistencia residual próxima a 90-100 kPa, con unas deformaciones axiales muy importantes (19%). El incremento de presión de poro asociado a estas deformaciones tan elevadas es de unos 350 kPa y el tiempo empleado ha sido de 0,18 segundos.

Es decir, por un lado, con deformaciones axiales muy reducidas (del orden del 1%) se generan unas presiones intersticiales superiores al 50% de las finales cuando la deformación axial es del 19% lo que indica que el fenómeno no requiere grandes deformaciones para que se “dispare”.

Por otro lado, una vez que se supera la resistencia de pico, el suelo se hace totalmente inestable y de forma prácticamente instantánea pierde resistencia (en 0,18 segundos se deforma un 19-1 = 18%).

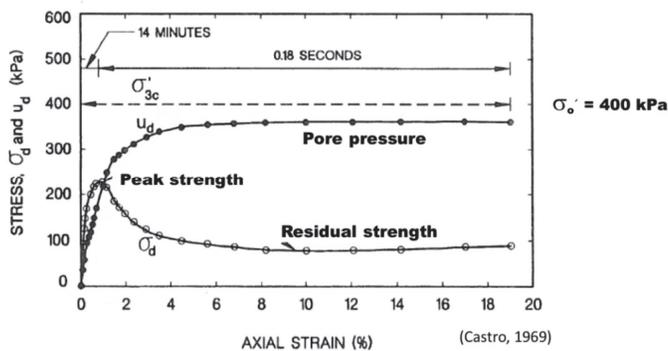


Fig. 6 - Ejemplo de un ensayo triaxial no drenado (Castro, 1969)

2.4 – Estado de grandes deformaciones

Si se analiza de forma conceptual un ensayo de corte no drenado en un material licuable se pueden obtener las gráficas de la Figura 7 donde en la parte derecha se puede ver cómo, cuando se supera el valor de resistencia de pico (punto B), la trayectoria de tensiones σ'_o cae súbitamente hasta alcanzar el estado de deformación estable⁶ en el punto C.

Realizando un análisis similar con varias probetas (A a E), se obtendría el gráfico de la Figura 8, donde se incluyen probetas de material licuable (C, D y E) y otras de material no susceptible de licuar (A y B).

Si se unen los puntos de mayor tensión desviadora (q) de las trayectorias de tensiones de las probetas que muestran licuación se obtiene la denominada superficie de licuación por flujo (FLS) que sería el lugar geométrico de los estados tensionales que, si son alcanzados, traen asociado la licuación.

Esta superficie FLS pasaría, en primera aproximación⁷, por el origen p' - q , aunque realmente para valores inferiores a la resistencia del estado de deformación permanente⁸ no tiene sentido prolongar dicha superficie ya que no se producirá la licuación por flujo (Figura 9).

⁶ Este estado también se conoce como estado de grandes deformaciones, de deformación permanente, de volumen constante o crítico.

⁷ Diversos autores consideran que el lugar geométrico de los puntos de tensión tangencial efectiva máxima pasa por el origen de coordenadas (*flow liquefaction line concept*), mientras que otros consideran que pasa por el punto que define el estado de deformación permanente (*collapse line concept*).

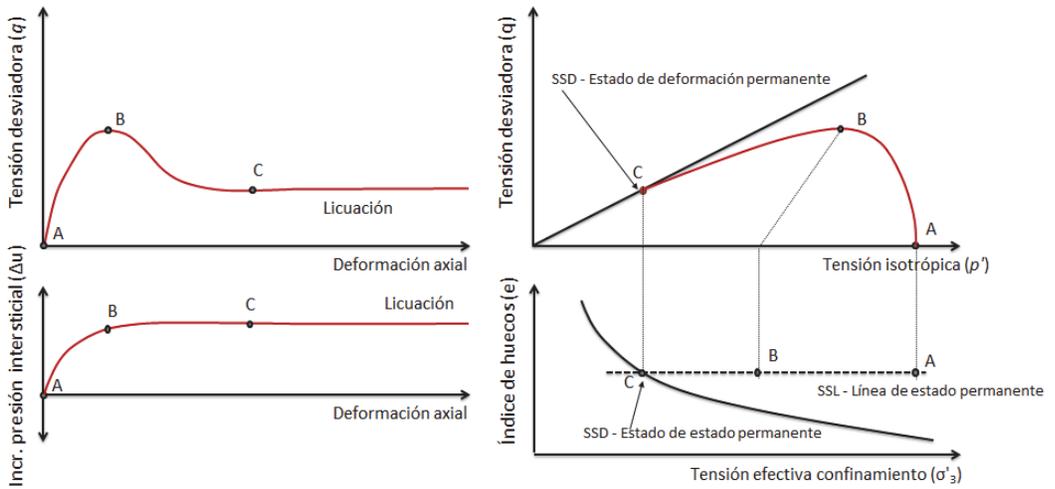


Fig. 7 - Análisis conceptual de un ensayo de corte sin drenaje en un material licuable

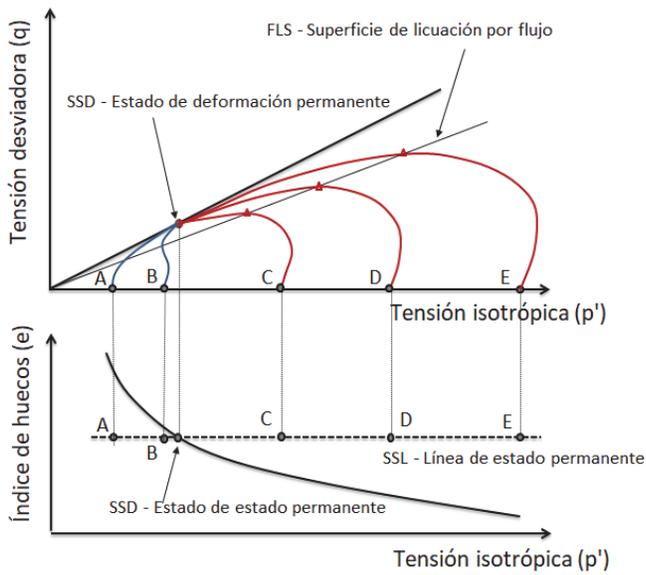


Fig. 8 - Análisis conceptual de varios ensayos de corte sin drenaje

⁸ También denominada resistencia post-licuación según se verá más adelante.

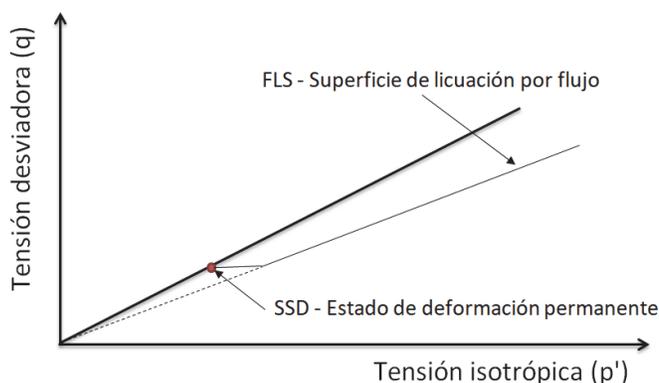


Fig. 9 - Representación esquemática de la superficie de licuación por flujo

2.5 – Tipos de licuación. Movilidad cíclica versus Licuación por flujo

Según se ha mostrado anteriormente, cuando cualquier trayectoria de tensiones alcanza la superficie de licuación por flujo FLS se produce un estado inestable que trae consigo la pérdida súbita de resistencia del material.

En la Figura 10 se muestran diferentes motivos por los que se puede alcanzar la FLS.

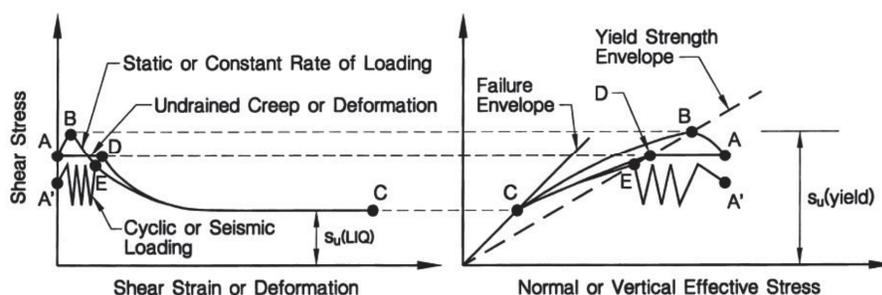


Fig. 10 - Posibles trayectorias tensionales que producirán licuación (Olson y Stark, 2003)

En el caso de la trayectoria ABC se reproduce un estado de carga no drenada monotónica y estática como puede ser la construcción de un relleno.

En la trayectoria A'EC se observa una acción cíclica⁹ no drenada, que puede estar originada, por ejemplo, por un sismo o por labores mineras de explotación en las proximidades.

Por último, la trayectoria ADC reproduce una descarga a tensión cortante constante como podría ser una elevación del nivel freático en el interior del terreno lo que originaría una disminución de la tensión efectiva.

Se puede ver que, si bien el origen de la trayectoria tensional es muy diferente (estático/dinámico y carga/descarga) lo que sí es común en todos los casos en los que se produce la licuación por flujo es que el estado tensional a cortante al que se ve sometido ese elemento del suelo, o en el diseño o en el depósito ya construido, es superior a la resistencia a grandes deformaciones. Dicho de otro modo, el estado tensional inicial debe situarse en el triángulo coloreado de la izquierda de la Figura 11.

⁹ *Sensu stricto* no es adecuado, por lo tanto, denominarla licuación estática ya que puede estar originada por una acción dinámica.

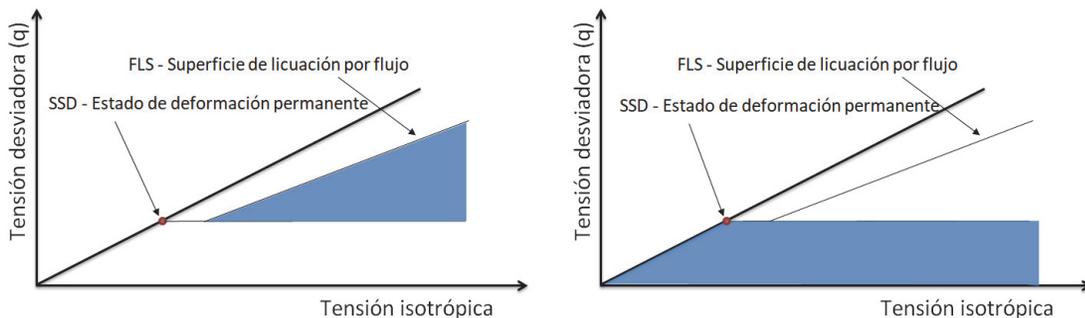


Fig. 11 - Estados tensionales iniciales que producen la licuación por flujo (izquierda) o movilidad cíclica (derecha)

En el caso de que la tensión de corte inicial se sitúe en la zona coloreada de la derecha de la Figura 11, como la tensión de corte en situación estática (es decir, la que solicita al material en función de la geometría y cargas de la obra) es inferior a la resistencia en condiciones de volumen constante, no se produce el fenómeno pseudo-instantáneo de la licuación por flujo.

En este caso, cuando una acción dinámica solicita el material se van generando excesos de presión de poro que reproduce una trayectoria de tensiones efectivas que se va aproximando a la superficie de rotura, similares a las indicadas en la Figura 12.

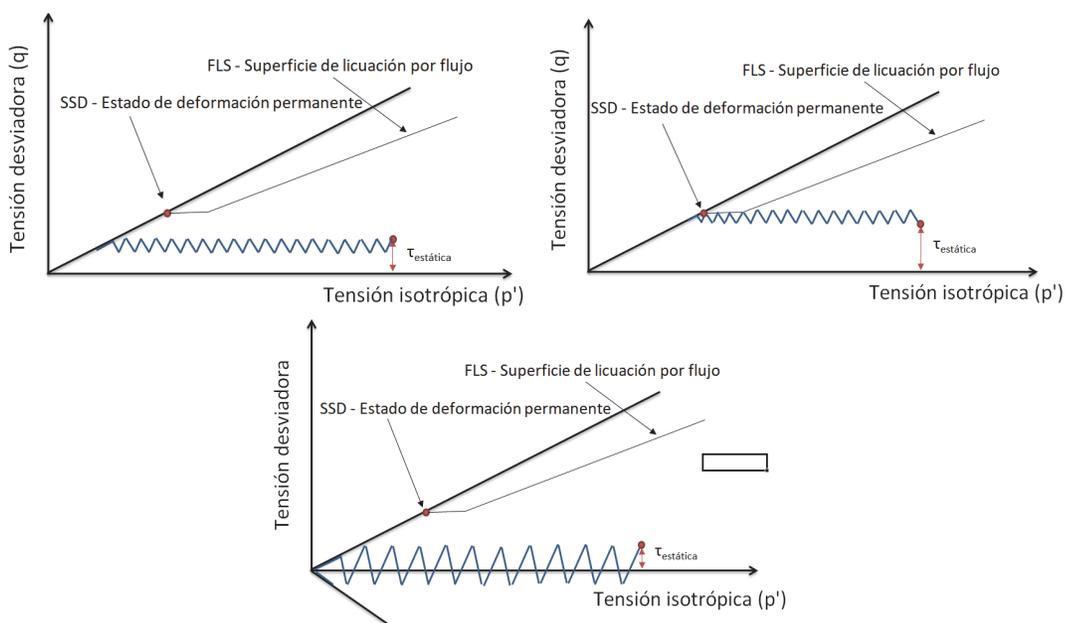


Fig. 12 - Diferentes trayectorias de tensión en situación de movilidad cíclica

En el caso de que exista un número suficiente de ciclos se podrá alcanzar la superficie de rotura, pasando la muestra a oscilar en la misma hasta que la acción sísmica cese. En este caso,

dependiendo de la naturaleza de la muestra, se obtendrán unos resultados diferentes¹⁰ según se indican en la Figura 13.

Es importante indicar que las deformaciones asociadas a la muestra están relacionadas directamente con la degradación del módulo de corte y con el número de ciclos, pero cuando la acción sísmica desaparezca las deformaciones se detendrán y el material comenzará a drenar. Es pues, un comportamiento totalmente diferente al de la licuación por flujo, donde las deformaciones y movimientos asociados, una vez que el material licúa, son indefinidos y únicamente dependen de las condiciones de contorno.

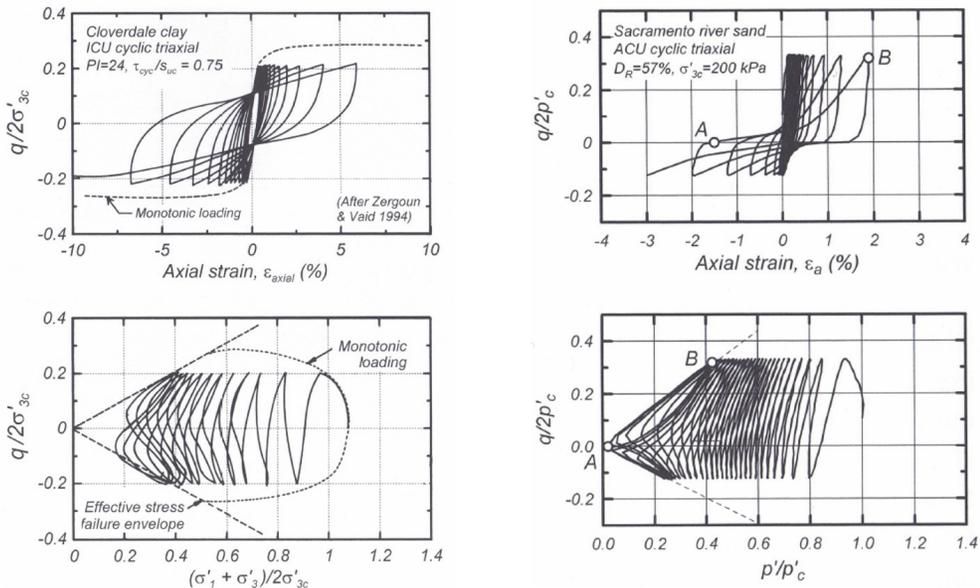


Fig. 13 - Resultados de ensayos triaxiales dinámicos en un material arcilloso (izquierda) y arenoso (derecha). Tomado de Kramer (1996)

3 – LICUACIÓN POR FLUJO

3.1 – Definición

Una vez descritos los diferentes tipos de licuación que se pueden producir, los siguientes apartados se centrarán en la licuación por flujo.

Desde un punto de vista ingenieril, se define la licuación por flujo¹¹ como la pérdida súbita y muy notable de la resistencia de los suelos que tiene asociada unos movimientos indefinidos, siempre que la masa inestable tenga salida cinemática.

3.2 – Roturas debidas a la licuación por flujo: características generales

En los últimos años se vienen observando fenómenos catastróficos asociados a roturas súbitas en materiales de muy bajas capacidades resistentes, habitualmente asociados a depósitos de residuos mineros. Los ejemplos más emblemáticos son los casos de Stava en Italia (1984),

¹⁰ Cuando se produce una trayectoria de tensiones con reversión de esfuerzos tangenciales, el aumento de los incrementos de presión intersticial es mucho más rápido, por lo que la movilidad cíclica se alcanza con un número menor de ciclos.

¹¹ En inglés *flow liquefaction*.

Sullivan en Canadá (1991), Merriespruit en Sudáfrica (1994) y Fundão (2015) y Feijão (2019) en Brasil.

Las características más comunes de las inestabilidades observadas son:

- Se inician con alteraciones del entorno muy ligeras o reducidas, es decir, no es necesario una acción de gran energía como podría ser un sismo de gran magnitud.
- Son roturas sin previo aviso, por lo que habitualmente los sistemas de auscultación de la obra, si existiesen, no habrían servido para prevenirlas.
- Las roturas son remontantes y progresivas.
- La cinemática de la rotura es muy rápida y de movimientos indefinidos relacionados únicamente con las condiciones geométricas del entorno.
- Requiere que el volumen de material licuado sea importante.

Por otro lado, las características comunes del material involucrado en las roturas son las siguientes:

- Suelos de muy reciente deposición, habitualmente inferior a 30 años.
- Nula o baja plasticidad.
- No tienen historia tensional por lo que son normalmente consolidados (K_0 del orden de 0,5).
- Están en un estado flojo a muy flojo, por lo que tienen una naturaleza contractiva.
- Están sometidos a tensiones efectivas verticales inferiores a 300 kPa ($\sigma'_{v0} < 3 \text{ atm}$).
- Se producen pérdidas de resistencia muy notables.¹²

Es, por lo tanto, importante recalcar que para que se pueda considerar que el suelo ha sufrido la licuación por flujo la pérdida de resistencia ha de ser importante. Para poder cuantificarla se emplea habitualmente el índice I_B de Bishop (1973) (también referido como índice de fragilidad, *brittle*) que se expresa matemáticamente como:

$$I_B = \frac{100 (\tau_p - \tau_r)}{\tau_p} \quad (1)$$

Siendo τ_p la resistencia de pico y τ_r la resistencia residual, post-licuación o a grandes deformaciones¹³.

3.3 – Aspectos singulares del comportamiento de estos materiales

3.3.1 – Variable de estado

Para poder establecer el tipo de comportamiento de un material frente a la licuación, Been y Jefferies (1985) definieron la variable de estado ψ como la diferencia entre el índice de huecos inicial e_i y el correspondiente al estado de grandes deformaciones e_{ss} (Figura 14).

Así, si $\psi = e_i - e_{ss} > 0$ el suelo estará situado sobre la línea SSL¹⁴ y será contractivo por lo que es susceptible de licuar y si $\psi = e_i - e_{ss} < 0$ estará situado bajo la línea SSL y será dilatante, por lo que no licuará¹⁵.

¹² Como se indicará en próximos apartados se estima que debe ser $I_B > 0,4$.

¹³ Por ejemplo un suelo con $I_B = 0,75$ puede perder el 75% de su resistencia mientras que otro con $I_B = 0,25$ puede perder únicamente un 25%.

¹⁴ La denominación SSL (*Steady state line*) es similar a la línea CVR (*Critical void ratio*) y a la línea CSL (*Critical state line*) y en este documento se usan indistintamente.

¹⁵ Autores como Jefferies y Been (2006) y Shuttle y Cuning (2007) indican que incluso suelos con $\psi > -0,05$ pueden mostrar reblandecimiento y pérdida de resistencia en un comportamiento sin drenaje.

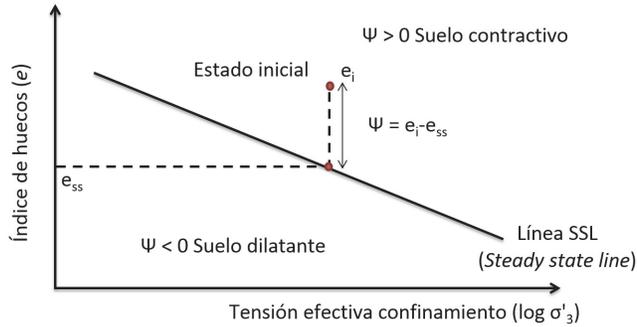


Fig. 14 - Definición gráfica de la variable de estado $\psi = e_i - e_{ss}$ (Been y Jefferies, 1985)

Ahora bien, considérese que existen dos suelos con un comportamiento frente a la licuación por flujo totalmente diferente, según se muestra en las curvas $\sigma' - \tau$ en la zona derecha de la Figura 15.

Ambos suelos, para la misma tensión efectiva p' , presentan el mismo valor del parámetro de estado ψ , según la definición de Been y Jefferies (1985), y sin embargo un comportamiento muy diferente lo que evidencia que este parámetro puede no ser completamente adecuado para caracterizar el comportamiento frente a licuación por flujo.

Robertson (2017) propone emplear la relación de tensiones efectivas (inicial/final) para poder establecer con mayor precisión la pérdida de resistencia del material I_B . Es decir, en lugar de

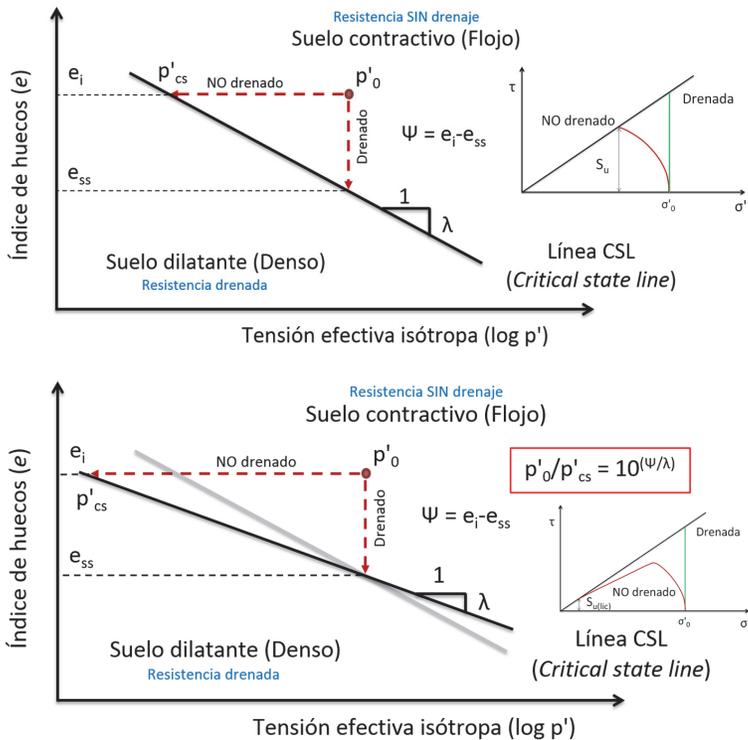


Fig. 15 - Revisión del concepto de parámetro de estado

considerar la “distancia en vertical” del punto que representa el estado inicial a la línea de estado crítico, recomienda emplear la “distancia en horizontal”¹⁶.

La expresión que relaciona el parámetro de estado ψ con la relación entre p'_0 y p'_{cs} es la siguiente:

$$\frac{p'_0}{p'_{cs}} = 10^{\psi/\lambda} \quad (2)$$

siendo λ la pendiente de la CSL.

Si se analiza la CSL en un rango de presiones de reducido a moderado (< 3 atm), ésta se puede asimilar a una línea recta en un gráfico $\log p' - D_r$ según se puede ver en la recopilación de resultados mostrados en la Figura 16 mediante líneas punteadas.

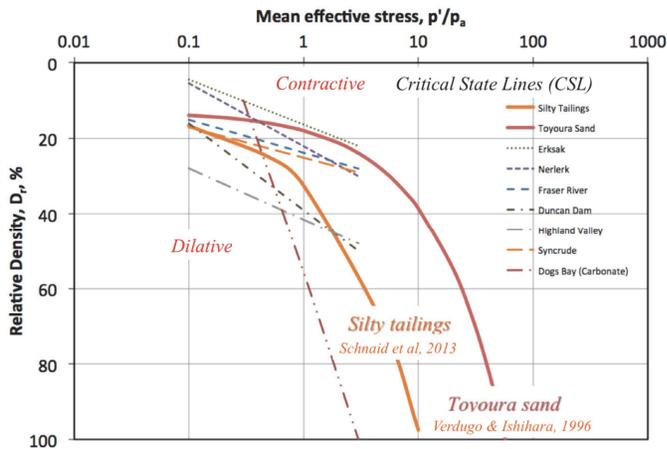


Fig. 16 - Recopilación de las CSL obtenidas en diversos ensayos (Robertson, 2017)

Sin embargo, al aumentar el rango de presiones de los ensayos (> 3 atm) se observa que la CSL deja de ser recta para pasar tener un tramo curvo en la zona de mayores tensiones según se muestra la Figura 16 para la arena de Toyoura y los residuos limosos mineros.

Este efecto ya había sido estudiado por Boulanger (2003) cuando estudió el caso de dilatación nula¹⁷ a partir de la ecuación que Bolton (1986) había obtenido de forma empírica relacionando la dilatación y la densidad relativa en diferentes estados tensionales (Figura 17).

En dicha expresión interviene el parámetro Q que indica el grado de incompresibilidad del material estando los valores comprendidos entre $Q = 5,5$ (granos calizos) y $Q = 10$ (granos de cuarzo y feldespato).

¹⁶ Esta “distancia horizontal” sería $x = \log \left(\frac{p'_0}{p'_{cs}} \right)$

¹⁷ En el estado crítico se considera que se ha alcanzado la dilatación nula.

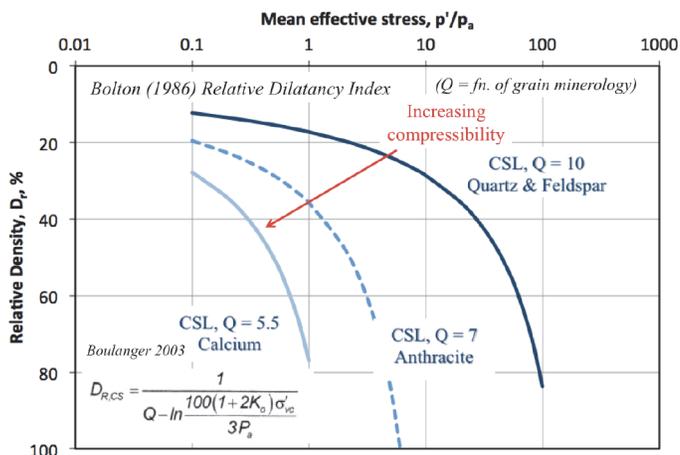


Fig. 17 - Curvas de estado crítico en función de la compresibilidad de la arena (Robertson, 2017)

3.3.2 – Evaluación de la pérdida de resistencia

El efecto de esta curvatura no es baladí, ya que influye notablemente en la fragilidad de los materiales. Tómese, por ejemplo, el caso de los tres ensayos (A, B y C) realizados en la arena de Erksak,¹⁸ y publicados por Jefferies y Been (2016), a diferentes presiones efectivas iniciales (Figura 18). Los valores obtenidos de pérdida de resistencia en los ensayos realizados se muestran en la Tabla 1.

Tal y como se puede ver, la pérdida de resistencia es muy importante en el ensayo A con una reducción de resistencia de un 90% del valor pico, mientras que en el ensayo C sólo se pierde el 20%. Es muy probable que en este último caso no se produjeran roturas catastróficas.

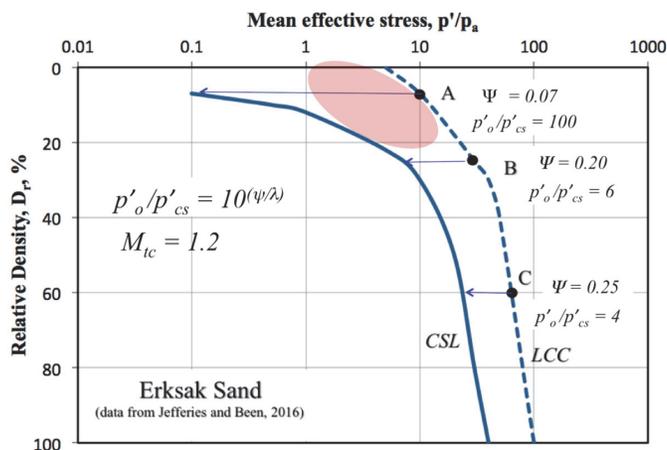


Fig. 18 - Ejemplos de tres muestras de arena sometidas a diferentes presiones de confinamiento (Robertson, 2017)

¹⁸ Arena de naturaleza silicea.

Tabla 1. Resultados obtenidos en las muestras A, B y C de la arena de Erksak

Ensayo	ψ	p'_o/p'_{cs}	$s_{u,cs}/p'_o$	I_B
A	0,07	100	0,006	0,9
B	0,20	6,0	0,10	0,4
C	0,25	4,0	0,14	0,2

Estas pérdidas de resistencia encajan perfectamente en la gráfica obtenida por Sadrekarimi y Olson (2011), Figura 19, tras realizar numerosos ensayos triaxiales en muestras de arenas y limos arenosos, mediante la que dichos autores han ajustado la siguiente expresión:

$$I_B = 0,9 - 0,84 \left(\frac{p'_o}{p'_{cs}} \right) \quad (3)$$

Por todo lo anterior, se puede concluir que cuanto menor sea la tensión de confinamiento la pérdida de resistencia, debida a la forma curva de la curva de estado crítico, será mayor.

Si se tiene presente la definición de licuación por flujo, donde se indica que la pérdida de resistencia debe ser muy notable, los estados más peligrosos se encuentran en la zona sombreada de la Figura 18.

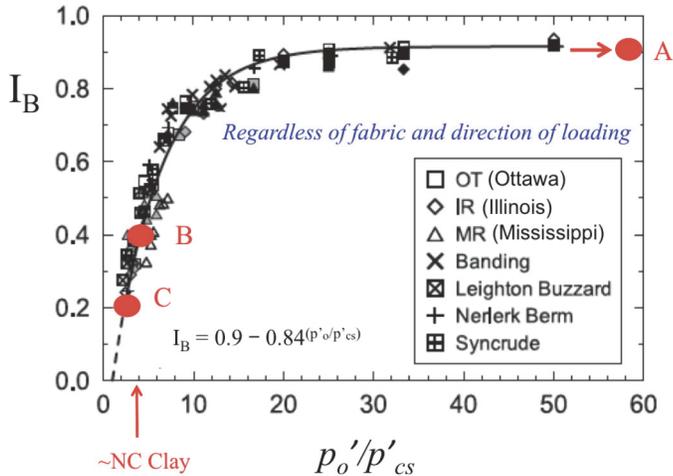


Fig. 19 - Relación de pérdida de resistencia en función de p'_o/p'_{cs} según Sadrekarimi y Olson (2011). Tomada de Robertson (2017)

Si se expresan los resultados de los mismos ensayos en función de la relación $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ se puede observar en la Figura 20 que cuando se aumenta la fragilidad del material (aumenta I_B) el valor de $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ disminuye.

Por otra parte, los estudios de análisis retrospectivo realizados en los casos que se han producido roturas, Robertson (2017), indican que la relación $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ estaban comprendidos entre 0,05 y 0,15, aspecto que parece corresponderse con valores $I_B > 0,4$. Todo ello abunda en la idea de que la pérdida de resistencia debe ser muy importante para que se produzca licuación por flujo.

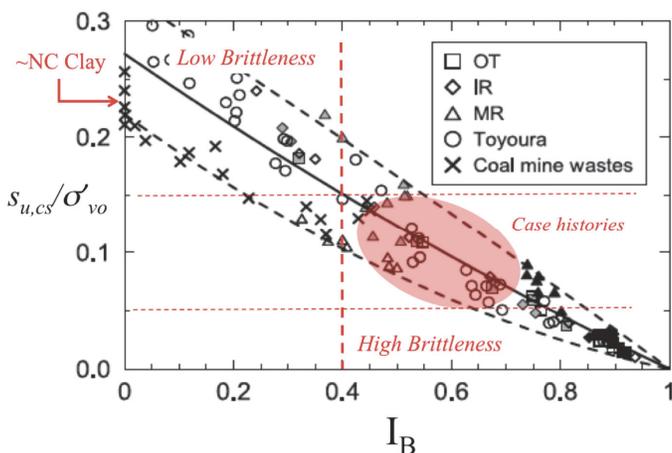


Fig. 20 - Relación de pérdida de resistencia en función de $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ según Sadrekarimi y Olson (2011). Tomada de Robertson (2017)

3.4 – Determinación de la susceptibilidad frente a la licuación

3.4.1 – Ensayos de laboratorio

Tras el terremoto de Niigata¹⁹ (1964) la comunidad científica comenzó un estudio intensivo del fenómeno observado, intentando establecer un cuerpo de doctrina teórica y una metodología de ensayos de laboratorio para poder determinar el comportamiento de los suelos frente a la acción dinámica.

Se obtuvieron una serie de conclusiones que permitieron establecer importantes principios del comportamiento de los materiales²⁰, pero también se pudo comprobar que realizar ensayos de laboratorio no era la mejor forma de caracterizar la susceptibilidad de los materiales frente a la licuación, debido a que los resultados obtenidos estaban muy influenciados por múltiples aspectos de su ejecución (saturación de la muestra, densidad alcanzada y calidad y representatividad de la muestra²¹) según se puede ver en la Figura 21.

En cualquier caso, la importancia de los ensayos de laboratorio, como elemento para comprender el fenómeno de la licuación o para el análisis de determinados aspectos concretos, no es cuestionable, aunque su empleo directo en los diseños de los depósitos mineros actuales es más discutible.

Por este motivo se planteó la necesidad de determinar la posible susceptibilidad de los materiales frente a la licuación por flujo, para los diseños de obras a ejecutar, en función de los resultados de ensayos “in situ”, dejando la realización de ensayos de laboratorio para fines más académicos y científicos.

¹⁹ El sismo, de magnitud 7,6, produjo la licuación por movilidad cíclica de las arenas del entorno del río Shinano, observándose unos llamativos conos de arena y produciéndose el famoso asiento y vuelco de los edificios de apartamentos Kawagishi-cho.

²⁰ En su inicio los científicos asociaban únicamente la licuación de los materiales a la acción sísmica, estudiando implícitamente la movilidad cíclica.

²¹ La toma de muestras “inalteradas” en unos materiales flojos/muy flojos, unido a su carácter no plástico, es altamente compleja y de elevado coste.

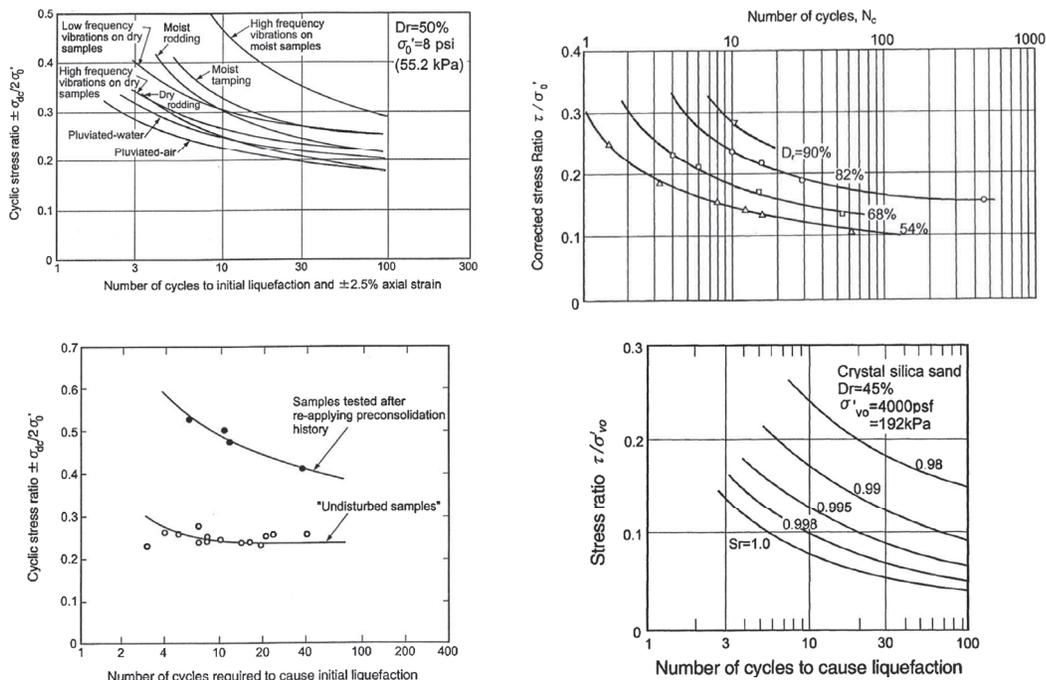


Fig. 21 - Ejemplos de la influencia de la forma de ejecución de los ensayos de laboratorio en los resultados obtenidos (diferentes autores ²²)

3.4.2 – Ensayos de campo. CPTu

En Seed e Idriss (1971) plantean un método simplificado para evaluar el riesgo de licuación de un terreno sometido a una acción dinámica, como relación entre la resistencia dinámica de un suelo (CRR *Cyclic Resistance Ratio*) y la acción sísmica equivalente (CSR *Cyclic Stress Ratio*).

Para la determinación de CRR se dispone de unas formulaciones que permiten interpretar los resultados de los ensayos SPT y CPT, a los que se le deben aplicar numerosas correlaciones y ajustes.

En cualquier caso, esta metodología estaba orientada al análisis de la licuación por movilidad cíclica ya que estaba claramente asociada a una acción sísmica, por lo que no era directamente aplicable a un estudio de licuación por flujo.

Por otro lado, los resultados obtenidos al realizar un ensayo SPT están fuertemente condicionados por la práctica empleada por el operario que los realiza. Aspectos tales como la limpieza del sondeo, el empleo de fluidos de perforación que establezcan el sondeo, el buen estado del varillaje, energía realmente aplicada, etc. son fundamentales e influyen notablemente en los resultados. Si adicionalmente se pretende realizar el SPT en unos suelos no plásticos con naturaleza floja a muy floja, como son los terrenos que se deben analizar, la dificultad de obtener unos resultados fiables es muy superior.

Por este motivo, el empleo de los ensayos de penetración estática continua mediante el uso del CPTu se ha popularizado, convirtiéndose en el procedimiento de investigación más habitualmente empleado y el recomendado por los autores.

²² De izquierda a derecha y de arriba abajo: Mulilis *et al* (1975), De Alba *et al* (1976), Mori *et al* (1978) y Martin *et al* (1978).

La metodología de ejecución del ensayo, así como la descripción del penetrómetro, se escapa del contenido del presente escrito, pero tiene unas características que lo hacen muy apropiado para la caracterización del comportamiento de los materiales frente a licuación por flujo:

- El rango de aplicabilidad de los terrenos en los que se puede emplear el CPTu son los suelos con una capacidad portante de muy baja a baja, presentando rechazo en suelos más competentes. Estos materiales son similares a los que pueden sufrir licuación por flujo.
- Los resultados de los ensayos presentan una repetitividad muy elevada, lo que los hacen muy confiables.
- Al no requerir la ejecución de un sondeo, su costo y velocidad de ejecución es competitivo.
- La comunidad científica dispone de un gran número de resultados lo que permite crear un cuerpo de doctrina aplicable en los proyectos.

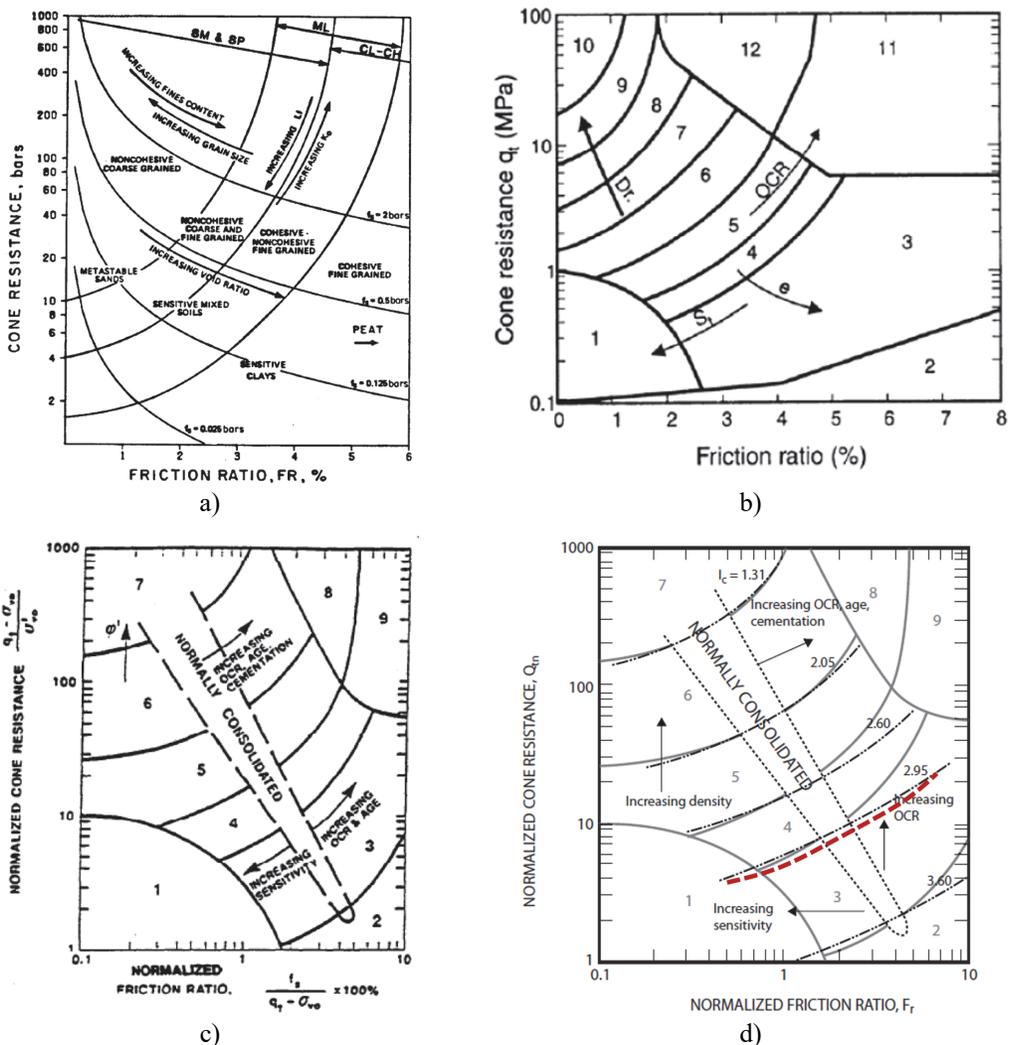


Fig. 22 - Interpretación de los ensayos CPTU según: a) Douglas y Olsen (1981) b) Robertson *et al* (1986) c) Robertson (1990) d) Robertson (2010)

Por todo lo anterior, se estudia a continuación la susceptibilidad de los materiales frente a licuación por flujo mediante el empleo de los ensayos CPTu.

Empleando directamente los resultados obtenidos en los ensayos CPTu, es decir la resistencia del cono y del manguito de fricción²³, Douglas y Olsen (1981) establecen en su gráfico la clasificación de los materiales en función de su naturaleza (Figura 22a).

En Robertson *et al* (1986) se modifica dicho gráfico y se introduce el concepto SBT (*Soil Behaviour Type*) mediante el que los suelos se clasifican en 12 diferentes categorías²⁴ (Figura 22b).

Robertson (1990) modifica el gráfico de 1986, normalizando tanto la resistencia del cono como la del manguito (Figura 22c), siendo:

$$Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0} \quad (4)$$

$$F_r = [(f_s/(q_t - \sigma_{v0})) \cdot 100\% \quad (5)$$

Jefferies y Davies (1993) observan que el gráfico de Robertson (1990) se puede analizar mediante unas circunferencias concéntricas que definen, de forma muy aproximada, los diferentes límites de comportamiento del suelo, definiéndose el índice I_c según la siguiente expresión de Robertson y Wride (1998):

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (6)$$

Diferentes autores proponen que en la expresión anterior se debería sustituir el valor de la resistencia normalizada del cono Q_t por otra en la que la normalización tenga presente la naturaleza²⁵ del suelo Q_{tn} según la siguiente expresión:

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (7)$$

$$n = 0,381 \cdot I_c + 0,05 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right) - 0,15 \quad (8)$$

A partir de la superposición de los valores de I_c en el gráfico de Robertson (2010) se puede ver (Figura 22d) que los valores de I_c correspondientes a materiales tipo arcilla serán $I_c > 3$, mientras que los materiales tipo arena y de transición serán $I_c < 3$.

En Robertson (2016) se completa el gráfico anterior incorporándose dos aspectos muy importantes en el análisis de la susceptibilidad frente a la licuación. Por un lado se clasifican los materiales en función del comportamiento drenado, no drenado o parcialmente drenado durante los ensayos CPTu. Por otro lado se determina el carácter contractivo o dilatante de los materiales pasándose a clasificar los suelos²⁶ como “tipo arcilla”, “tipo arena” y “transicional”.

El valor límite que diferencia entre la naturaleza contractiva (C) y dilatante (D) es el índice CD = 70, siendo éste obtenido con la expresión:

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (9)$$

²³ Los registros que se obtienen durante el ensayo son q_c (resistencia por la punta), f_s (resistencia en el manguito de fricción) y u_2 (presión intersticial en la piedra porosa). $q_t = q_c + u_2(1 - a)$ siendo “a” el área del cono.

²⁴ A modo de simple referencia: SBT = 3 corresponde a arcillas y SBT = 9 a arenas.

²⁵ Se propone $n = 0,5$ para arenas limpias, $n = 1$ para arcillas y valores intermedios para arenas limosas y limos. En cualquier caso $n \leq 1$.

²⁶ Schneider *et al* (2012) sugieren que la separación entre tipos de comportamientos se ajusta mejor a una ley hiperbólica en la gráfica doble logarítmica de Q_m y F_r , proponiéndose la expresión $I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(Q_{tn}F_r + 70)$

Por lo tanto, al tener los suelos susceptibles de licuar una naturaleza contractiva, según se desarrolló en el apartado 2, se puede suponer que los terrenos que pueden sufrir licuación por flujo se situarán bajo la línea de $CD = 70$ de la Figura 23, indicándose en sombreado rojo.

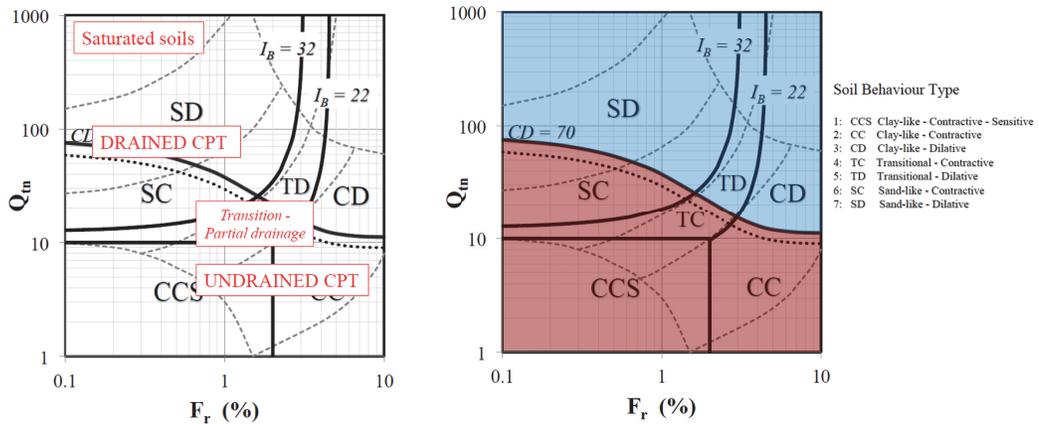


Fig. 23 - Gráfico para analizar los CPTu según su comportamiento frente a la licuación por flujo. Robertson (2016)

Para comprobar dicha suposición, en la Figura 24, se superponen los resultados de los casos históricos²⁷ recogidos por Olson y Stark (2002) y Robertson (2010), así como los de las últimas roturas de Fundão (2015) y Feijao (2019), en las figuras de interpretación de los ensayos CPT en función de su carácter dilatante y contractivo ($CD = 70$). Se puede observar que todos los casos se sitúan en la zona contractiva ($CD < 70$).

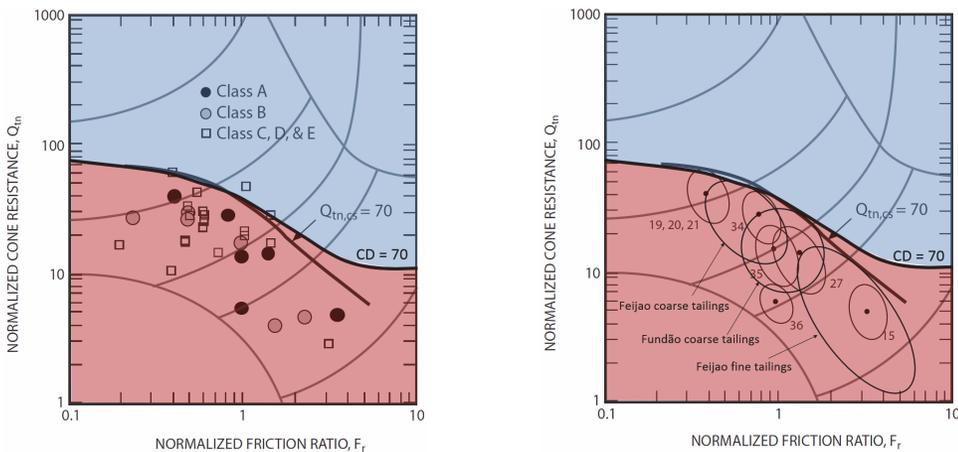


Fig. 24 - Superposición de los datos históricos aportados por Olson y Stark (2002), Robertson (2010) y Robertson (2021) en el gráfico de comportamiento del material según Robertson (2016). Modificado por los autores.

²⁷ En el artículo Olson y Stark (2002) se clasifican los eventos en función de la “calidad” de los ensayos disponibles. Categoría A corresponde a eventos con registros de ensayos CPT eléctricos y manguito de fricción. Categoría B a CPT mecánicos o eléctricos sin manguito. Las categorías C (SPT), D (Densidad relativa) y E (otros) cuando los valores de penetración estática se han estimado en función de otros ensayos.

Por todo lo anterior se puede inferir que mediante el análisis de los resultados obtenidos con una campaña de piezoconos (CPTu), y aplicándose la metodología anteriormente expuesta, se puede estimar, con razonable precisión, si el material es susceptible de licuación por flujo.

3.5 – Determinación de la resistencia post-licuación

3.5.1 – Profundidades reducidas o medias

En el apartado 2 (véase por ejemplo la Figura 7) se ha indicado que las tensiones de corte del material, cuando la trayectoria de tensiones efectivas alcanza la superficie de licuación por flujo, se vuelven altamente inestables y disminuyen hasta alcanzar el valor de la resistencia post-licuación²⁸.

Es necesario, por lo tanto, poder estimar un valor de diseño de su resistencia post-licuación para aquellos materiales que se han considerado susceptibles de licuar (dominio sombreado en rojo en Figura 23).

Como no podía ser de otra manera, para estimar la resistencia de un suelo se debe distinguir entre un comportamiento drenado ($I_c < 2,6$) o de transición ($2,6 < I_c < 3$) y uno no drenado ($I_c > 3$), siempre referido al comportamiento en un ensayo CPTu.

3.5.1.1 – Comportamiento drenado o de transición (tipo-arena)

Para los suelos con $I_c \leq 3$, Robertson (2010), a partir de los datos históricos aportados por Olson y Stark (2002) y Robertson (2010), ajusta una ley de resistencias en función de la resistencia del cono normalizada equivalente en arena limpia ($Q_{tn,cs}$) que se obtiene a partir de Q_{tn} con la siguiente expresión:

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (10)$$

La formulación exacta y aproximada del valor de K_c para valores de $I_c \leq 3$ se indica a continuación, mostrándose en la Figura 25 su representación gráfica. Obviamente, el valor de K_c aumenta a medida que el contenido de finos es superior y por lo tanto I_c adopta valores más elevados.

$$K_c = 1,8346I_c^5 - 23,673I_c^4 + 124,02I_c^3 - 320,616I_c^2 + 405,821I_c - 199,97 \quad (11)$$

$$K_c \approx 15 - \frac{14}{1 + \left(\frac{I_c}{2,95}\right)^{11}} \quad (12)$$

Para la determinación de la resistencia post-licuación la expresión que propone Robertson (2010) es la siguiente (Figura 26):

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = (0,02199 - 0,0003124Q_{tn,cs}) / \left(1 - 0,02676Q_{tn,cs} + 0,0001783(Q_{tn,cs})^2\right) \quad (13)$$

Jefferies y Been (2016) modifican la expresión anterior y proponen la siguiente (Figura 26):

$$\frac{S_r}{\sigma'_{vo}} = 0,0055 \cdot e^{0,05Q_{tn,cs}} \quad (14)$$

²⁸ También es frecuentemente denominada como resistencia en el estado crítico, resistencia residual, resistencia a grandes deformaciones o resistencia en condición de flujo permanente.

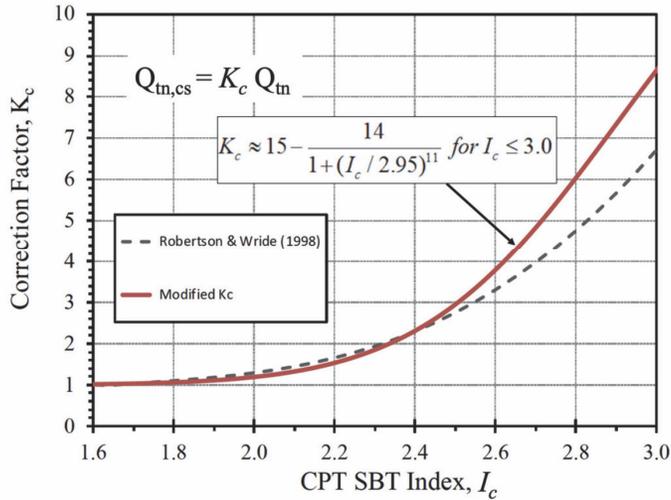


Fig. 25 - Determinación del parámetro K_c según Robertson (2021)

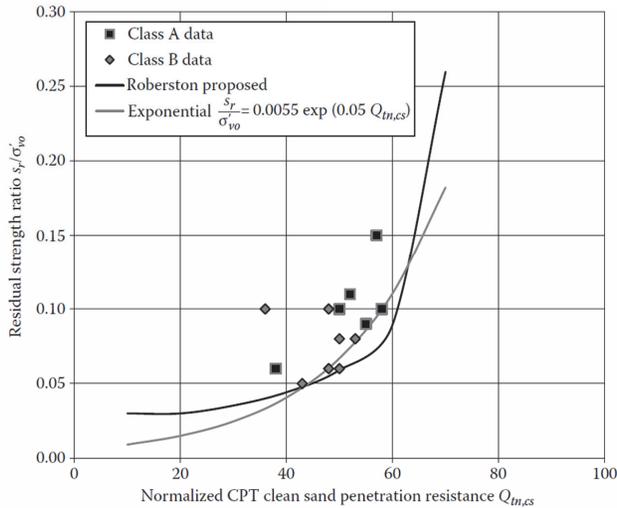


Fig. 26 - Resistencia post-licuación en función de $Q_{tn,cs}$ según Robertson (2010) y Jefferies y Been (2016)

Finalmente, Robertson (2021) modifica las expresiones anteriores y plantea la siguiente:

$$\frac{S_u(liq)}{\sigma'_{vo}} = 0,0007 \cdot e^{0,084Q_{tn,cs}} + 0,3/Q_{tn,cs} \quad (15)$$

Dibujando los resultados de las resistencias post-licuación estimadas en los diferentes casos históricos reportados por Olson y Stark (2002), Robertson (2010) y Robertson (2021) se puede ver en la Figura 27 que la formulación (15) representa una envolvente segura de diseño.

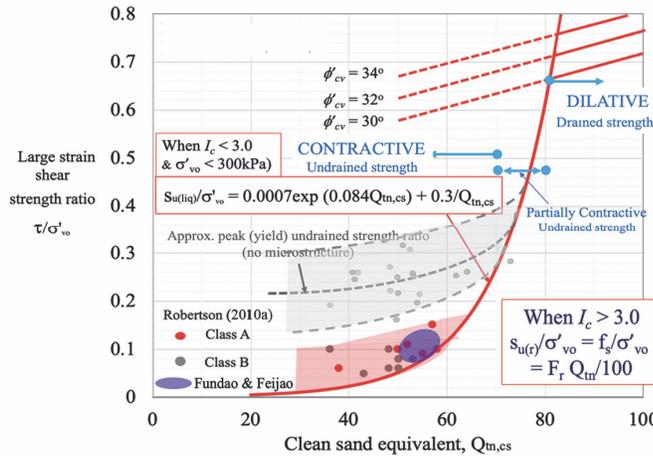


Fig. 27 - Resistencia post-licuación en función de $Q_{tn,cs}$ según Robertson (2021)

3.5.1.2 – Comportamiento no drenado (tipo-arcilla)

Para los suelos con comportamiento tipo arcilla ($I_c > 3$), Robertson (2010 y 2021) indica que su resistencia post-licuación está en función de Q_{tn} proponiendo la siguiente expresión:

$$\frac{S_u(r)}{\sigma'_{vo}} = \frac{f}{\sigma'_{vo}} = (F_r Q_{tn})/100 \quad (16)$$

3.5.1.3 – Determinación del valor de diseño. Análisis estadístico

Combinando el gráfico de Robertson (2016), mostrado en la Figura 23, con la resistencia residual estimada con Robertson (2021) se obtienen en Figura 28 los contornos para diferentes valores de $S_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$.

En la propia Figura 28, en su parte derecha, se incluye un ejemplo de los resultados obtenidos con un CPTu. Cada punto de los representados corresponde a un registro en un ensayo CPTu, y en función de su posición se puede estimar su susceptibilidad a la licuación por flujo y el valor de su resistencia post-licuación en el caso de que fuese susceptible.

Tomando los resultados de la resistencia post-licuación de los ensayos CPTu disponibles de los suelos que presentan susceptibilidad frente a licuación, se puede hacer un sencillo estudio estadístico para obtener el valor de diseño²⁹ (Figura 29).

En una interpretación³⁰ tipo MC elemental y simplificada, en función de los valores $S_{u(liq)}/\sigma'_{vo}$ obtenidos se muestra en la Figura 30 el valor del ángulo de rozamiento interno equivalente.

²⁹ Es habitual emplear el valor que es superado por el 80% de los resultados.

³⁰ Es bien conocido que las trayectorias tensionales efectivas en un cálculo sin drenaje en un modelo constitutivo tipo Mohr-Coulomb son necesariamente verticales, debido al dominio elástico donde se desarrollan, hasta que alcanzan la superficie de fluencia, que en este modelo de comportamiento coincide con la de rotura.

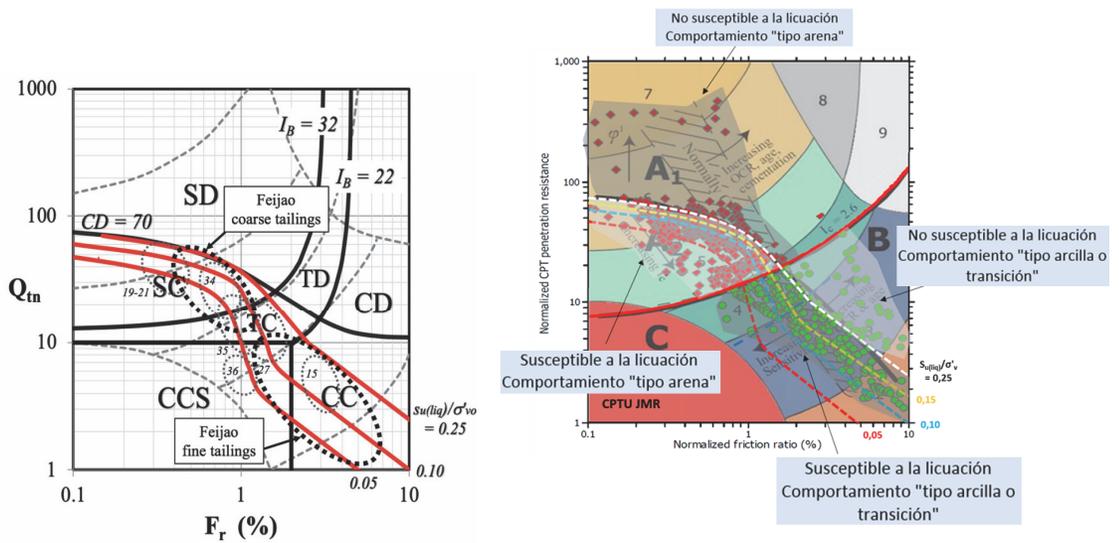


Fig. 28 - Resistencia post-licuación en función del gráfico SBT (Robertson, 2021)

**RESISTENCIA NO-DRENADA RESIDUAL NORMALIZADA
RELAVES DE CUBETA**

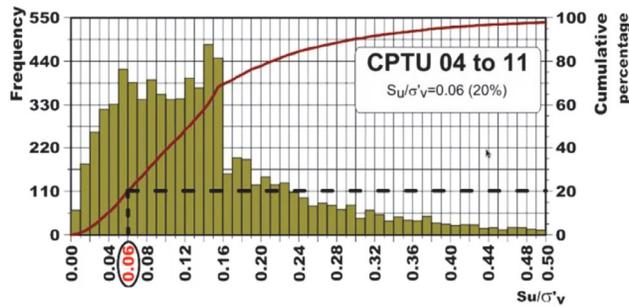
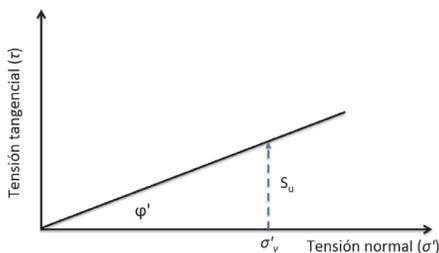


Fig. 29 - Ejemplo de estudio estadístico de la resistencia post-licuación. (Verdugo *et al*, 2014)



S_u/σ'_v	φ' (°)	S_u/σ'_v	φ' (°)
0.00	0.0	0.13	7.4
0.01	0.6	0.14	8.0
0.02	1.1	0.15	8.5
0.03	1.7	0.16	9.1
0.04	2.3	0.17	9.6
0.05	2.9	0.18	10.2
0.06	3.4	0.19	10.8
0.07	4.0	0.20	11.3
0.08	4.6	0.21	11.9
0.09	5.1	0.22	12.4
0.10	5.7	0.23	13.0
0.11	6.3	0.24	13.5
0.12	6.8	0.25	14.0

Fig. 30 - Interpretación MC de la relación $S_u(liq)/\sigma'^v_0$

3.5.2 – Profundidades elevadas

En la actualidad los depósitos de residuos son cada vez de mayor altura, superando ampliamente los 50 m. Sin embargo es muy infrecuente disponer de datos de ensayos CPTu con unas profundidades superiores a 35-45m.

Surge, por lo tanto, la razonable duda de la aplicabilidad de los resultados del apartado anterior a las zonas donde existen unas presiones de confinamiento importantes ($> 3\text{atm}$). La respuesta a esta cuestión se puede encontrar en la Figura 17 y similares.

La forma de dichas curvas de estado crítico (CSL) tienen una influencia fundamental en la estimación de las resistencias post-licuación según se puede ver claramente en los resultados con la arena silíceica ($Q \approx 10$) a tres diferentes presiones efectivas.

En la Figura 18 y la Tabla 1 se puede ver cómo la muestra A presenta un valor de $I_B \approx 90\%$, la B un $I_B \approx 40\%$ y la C un $I_B \approx 20\%$. Es decir, la pérdida de resistencia en la A es muy superior a la de la muestra C, por lo que el comportamiento de la muestra A es mucho más frágil y peligroso.

Como es lógico, en función de la posición relativa de la muestra analizada respecto a las curvas CSL se establece una relación p'_0 (estado tensional inicial) y p'_{cs} (estado tensional en el estado crítico) que está íntimamente relacionada con la pérdida de resistencia I_B .

Estos resultados ilustran que los suelos muy flojos y contractivos van perdiendo fragilidad a medida que se hace mayor la presión de confinamiento, aumentando su relación $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ como se muestra en la Figura 20.

Schnaid *et al* (2013) sugieren que a cierto nivel de tensiones los suelos tipo-arena muy flojos, frágiles y contractivos, se van transformando en más dúctiles y estables, con un comportamiento más similar a los suelos tipo-arcilla. Robertson (2017) indica que a grandes presiones el valor de $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ se van acercando a un valor comprendido entre 0,2 y 0,3 (según la Figura 20). Como valor de diseño, Robertson (2021) plantea emplear un valor de 0,22 a 0,25.

Esto no quiere decir que no se produzcan pérdidas de resistencia a grandes profundidades, sino que estas disminuciones de resistencia no traerán asociados roturas frágiles similares a las históricamente referenciadas y tendrán un comportamiento más dúctil.

Esta transición está asociada al cambio de pendiente de la curva CSL que, como se ha indicado, está en función de la naturaleza del material.

Robertson (2017) recomienda emplear, para los residuos mineros teniendo en cuenta su compresibilidad (*silty tailings*), la curva de estado crítico que se muestra en la Figura 31. En ella se puede ver que el comportamiento frágil se reduce sensiblemente a partir de 3 atmósferas (300 kPa).

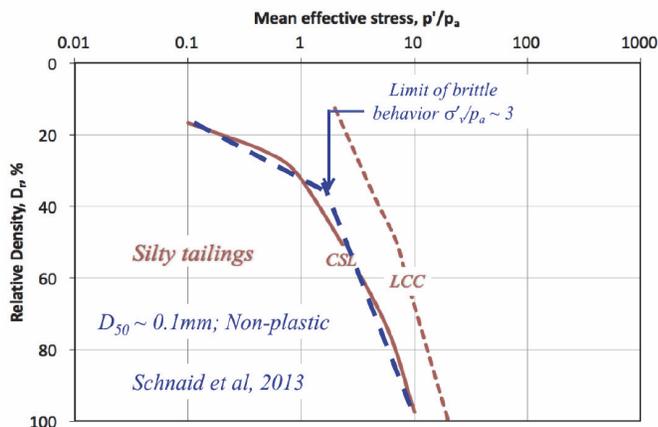


Fig. 31 - Curva de estado crítico asociado a los residuos mineros (Robertson, 2017)

3.6 – Metodología de diseño recomendada

Tal y como se ha mostrado en el apartado 2, la iniciación de un proceso de licuación por flujo, que suele tener naturaleza catastrófica y súbita, puede deberse a procesos tensionales de carga o descarga, de carácter dinámico o estático y a procesos de deformación impuesta por deslizamientos basales³¹.

Por este motivo, obtener la garantía suficiente de que un material susceptible de licuar no lo haga a lo largo de la vida del depósito no parece suficiente.

Siendo conocedores de los esfuerzos de modelización numérica que se están realizando para obtener modelos constitutivos de comportamiento que puedan reproducir el fenómeno de la licuación por flujo,³² los autores aconsejan realizar los diseños de los depósitos de residuos con modelos más sencillos y robustos.

El empleo de modelos avanzados de comportamiento³³ se recomienda únicamente en aquellos casos en los que se necesita la realización de una investigación detallada del fenómeno, como así se requiere en los estudios periciales de depósitos fallados.

La metodología de estudio que se recomienda tiene dos aspectos fundamentales según sea un diseño de un depósito nuevo a construir o de uno ya en servicio.

En el caso de estar en la fase de diseño, es importante que éste tenga presente las siguientes líneas generales.

Tal y como se ha indicado, la licuación por flujo únicamente se produce cuando la sollicitación cortante del material, en condiciones permanentes, es superior a su valor de resistencia sin drenaje a grandes deformaciones.

En los croquis de la Figura 32 se pueden ver tres situaciones de diseño diferentes³⁴.

La situación de las figuras superiores corresponde a un depósito de residuos con un talud exterior de inclinación pronunciada. En el punto I la sollicitación a cortante $q_{estatica}$ es importante. Si el material tiene un comportamiento como el marcado por la trayectoria IA (verde) no se producirá la licuación por flujo. En el caso de que el material siga la trayectoria IB (amarilla) existirá una pérdida de resistencia del 20% ($I_B = 0,2$) pero, aun así, el depósito será estrictamente estable. Finalmente, si el material tiene un comportamiento IC (rojo) la pérdida de resistencia será muy importante ($I_B = 0,6$) y el depósito será manifiestamente inestable.

En el caso del depósito de las figuras centrales, la pendiente del talud exterior es mucho más reducida por lo que la sollicitación cortante $q_{estatica}$ es moderada. Si el material tiene un comportamiento IA (verde) seguirá siendo estable. En el caso de que el material se comporte según IB (amarillo) aunque se siga produciendo una pérdida de resistencia $I_B = 0,2$ el depósito será estable. Con un comportamiento tipo IC (rojo) el relleno será inestable.

Por último, en el caso del depósito de las figuras inferiores, con una pendiente similar al central, pero en el que se le ha dispuesto un refuerzo de material granular competente, la sollicitación $q_{estatica}$ se ha reducido sensiblemente. En todos los tipos de comportamiento, incluido el IC, el depósito será estable, aunque las pérdidas de resistencia sean tan importantes como en los casos anteriores.

Es claro, como no podía ser de otra manera, que el diseño realizado influye muy notablemente en la seguridad del depósito, ya que un mismo material depositado en diferentes configuraciones geométricas puede comportarse de forma estable o no. Es decir, un material puede sufrir una importante pérdida de resistencia pero no tiene siempre que llevar aparejado la ruina del depósito.

³¹ En la rotura de Fundão en 2015 se considera que la licuación de las arenas se produjo por la deformación lateral impuesta por un nivel acunado de lamas.

³² Véase por ejemplo Ledesma *et al* (2021).

³³ En general estos modelos avanzados requieren el empleo y calibración de numerosas variables de estado y parámetros geotécnicos de los materiales, lo que los hace poco aplicables en los diseños reales de los depósitos.

³⁴ En los tres casos la resistencia a grandes deformaciones de los materiales A, B y C son siempre las mismas.

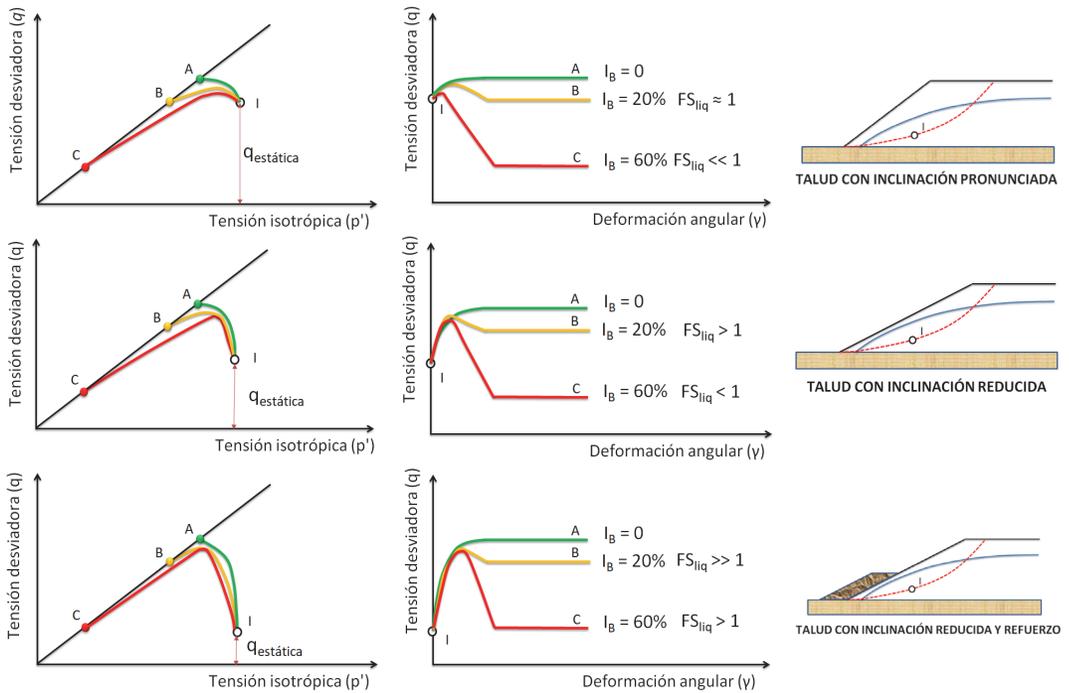


Fig. 32 - Croquis conceptuales de diseño

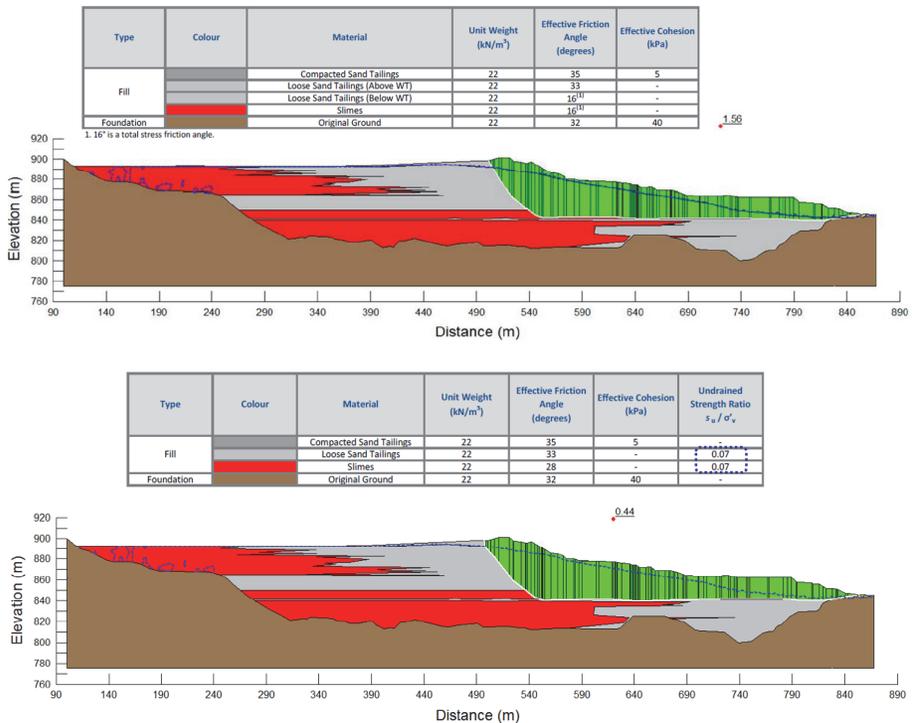


Fig. 33 - Análisis de la estabilidad del depósito de Fundão (Morgenstern *et al*, 2016)

Por otro lado, en el caso de que el depósito esté en fase de ejecución la metodología recomendada para comprobar su seguridad debe basarse en las siguientes consideraciones.

Se debe realizar una campaña importante³⁵ de reconocimiento mediante ensayos CPTu y comprobar la susceptibilidad a licuación por flujo mediante los métodos indicados en el apartado 3.4.2.

En el caso de que se considere que los materiales pueden licuar, se deberá suponer que esta circunstancia puede darse durante la vida de la obra y se deberá estimar la resistencia post-licuación de los materiales, distinguiendo su valor en función de la profundidad.

Finalmente se estimará su seguridad con procedimientos robustos de cálculo (Figura 33) lo que permitirá tomar las medidas de refuerzo oportunas, si así se considera necesario.

4 – CONCLUSIONES

La actividad minera demanda cada vez depósitos de residuos más extensos y de mayor altura para poder acumular los materiales sin aprovechamiento económico.

En los últimos 40 años se han venido sucediendo roturas repentinas de algunos de estos depósitos con los consiguientes daños económicos y medioambientales, produciéndose también pérdidas de vidas humanas.

El fenómeno asociado a dichas roturas es la denominada licuación por flujo y está íntimamente relacionado con la naturaleza contractiva y no plástica de los materiales de residuo, debido en parte a su forma de vertido en el depósito.

Se puede considerar que existe un cuerpo de doctrina científica que explica y describe razonablemente este fenómeno, por lo que debería ser conocido por todos los responsables en el diseño y explotación de estos depósitos de residuos.

Por otro lado, en el caso de que se requiera la caracterización del material de un depósito existente, y así poder determinar si es susceptible de licuar por flujo, se recomienda llevar a cabo una extensa campaña de reconocimiento con ensayos CPTu y aplicar la metodología propuesta por Robertson (2016) que sitúa el umbral de licuación bajo la línea $CD = 70$.

La determinación de la resistencia post-licuación, en el caso de que exista material susceptible de la misma a presión menor de 3 atm, se podrá estimar mediante el gráfico de Robertson (2021), realizándose un estudio estadístico posterior para tomar el valor de $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ de diseño. A mayores presiones se puede realizar un perfil de $s_{u,cs}/\sigma'_{v0}$ que proporcione el valor de diseño hasta 3 atm y se incremente luego linealmente hasta alcanzar valores de 0,22 a 0,25 a profundidades elevadas (presiones equivalentes del orden de 10 atm).

En cualquier caso, no se debe olvidar que la idea fundamental del presente documento ha sido aproximar el campo teórico y el práctico cuando se realiza un diseño o se evalúa un depósito existente o en construcción, facilitando al ingeniero la labor de búsqueda de información y exponiendo el marco teórico con una única línea conceptual. De esta forma cualquier ingeniero, aunque no sea experto en la materia, debería poder comprender el fenómeno de la licuación por flujo y analizar de forma crítica el diseño de un depósito de residuos mineros.

Finalmente cabe indicar que el diseño y estudio de los depósitos mineros, mediante el empleo de procedimientos robustos y confiables de cálculo, deberá ser realizado, sin embargo, por ingenieros con experiencia en el tema. VALE.

5 – AGRADECIMIENTO

El autor desea agradecer vivamente la colaboración totalmente desinteresada en la redacción de este artículo de P.K. Robertson, profundo conocedor del fenómeno de la licuación por flujo,

³⁵ La elevada responsabilidad económica y en vidas humanas de estas obras así lo requiere.

quien ha revisado, comentado y validado este documento, aportando incluso el original de alguna de las gráficas mostradas.

6 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Been, K.; Jefferies, M.G. (1985). *A state parameter for sand*. Geotechnique, 35, 99-112.
- Bishop, A. (1973). *The stability of tips and spoil heaps*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 6, 335-376.
- Bolton, M.D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*. Geotechnique, 36(1): 65–78
- Boulanger, R. (2003). *High overburden stress effects in liquefaction analyses*. J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 129(12), 1071–082.
- Castro, G. (1969). Liquefaction of sand. Ph.D. thesis, Division of Engineering and Applied Physics, Harvard University, Cambridge, Mass.
- De Alba, P.; Seed, H.; Chan, C. (1976). *Sand Liquefaction in Large Simple Shear Tests*. Jour. of the Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 102, No. GT9, Proc. Paper 12403, Sept., pp. 909-927.
- Douglas, J.B.; Olsen, R.S. (1981). *Soil Classification using Electric Cone Penetrometer*. Symposium on Cone Penetration Testing and Experience, Geotechnical Engineering Division, ASCE, St. Louis, pp. 209-227
- Jefferies, M.G.; Been, K. (2006). *Soil liquefaction. A critical state Approach*. Taylor and Francis, London.
- Jefferies, M.G.; Been, K. (2016). *Soil liquefaction. A critical state approach. 2nd ed.* Taylor and Francis, London.
- Jefferies, M. G.; Davies, M. P. (1993). *Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60*. Geotech. Test. J., 16(4), 458–468.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Ledesma, O.; Manzanal, D.; Sfriso, A. (2021). *Formulation and numerical implementation of a state parameter-based generalized plasticity model for mine tailings*. Computers and Geotechnics. Volume 135.
- Martin, G.; Finn, W.; Seed, H. (1978). *Effects of system compliance on liquefaction testes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104 (GT4) (1978)
- Mogami, T.; Kubo, K. (1953). *The behaviour of soil during vibration*. Proc., 3rd International Conference On Soil Mechanics and Foundation. Vol. 1, PP. 152-155.
- Morgenstern, N.; Vick, S.; Viotti, C.; Watts, B. (2016). *Fundao Tailings Dam Review Panel: report on the immediate causes of the failure of the Fundao Dam*.
- Mori, K.; Seed, H.; Chan, C. (1978). *Influence of sample disturbance on sand response to cyclic loading*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104(3), 323-339.
- Mulilis, J.; Chan, C.; Seed, H. (1975). *The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands*. College of Engineering. University of California.
- Olson, S. M.; Stark, T.D. (2002). *Liquefied strength ratio from liquefaction flow failure case histories*. Can. Geotech. J., 39, 629–647.

- Olson, S. M.; Stark, T.D. (2003). *Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129, 727-737.
- Robertson, P.K. (1990). *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), 151–158.
- Robertson, P.K. (2010). *Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE.
- Robertson, P.K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — an update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927.
- Robertson, P.K. (2017). *Evaluation of flow liquefaction: influence of high stresses*. In Proceedings of the 3rd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Vancouver.
- Robertson, P.K. (2021). *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test: an update*. Canadian Geotechnical Journal. 00: 1-5 (0000)
- Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D.; Greig, J. (1986). *Use of Piezometer Cone Data*. Proceedings of American Society of Civil Engineers, ASCE, In-Situ 86 Specialty conference, Blacksburg, 23-25 June 1986, 1263-1280
- Robertson, P.K.; Wride, C.E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the CPT*. Can. Geotech. J., 35(3), 442–459.
- Sadrekarami, A.; Olson, S. (2011). *Yield strength ratios, critical strength ratios, and brittleness of sandy soils from laboratory tests*. Canadian Geotechnical Journal. 48. 493-510. 10.1139/T10-078.
- Schnaid, F.; Bedin, J.; Viana da Fonseca, A.J.P.; Moura Costa Filho, L. (2013). *Stiffness and Strength governing the static liquefaction of tailings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE
- Schneider, J.A.; Hotstream, J.N.; Mayne, P.W.; and Randolph, M.F. (2012). *Comparing CPTU $Q-F$ and $Q-\Delta u_{2/\sigma_{vo}}$ soil classification charts*. Géotechnique Letters, 2(4): 209–215.
- Seed, H.B.; Idriss, I.M. (1971). *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division 97(9), 1249-1273
- Shuttle, D.; Cunning, J. (2007). *Liquefaction potential of silts from CPTu*. Can. Geotech. J., 44, 1–19.
- Verdugo, R.; Echevarría, J.; Peters, G.; Caro, G.; (2014). *Feasibility evaluation of converting a conventional tailing disposal in a thickened tailings deposit*. Paste 2014. Infomine. Canadá.