

Resistencia Residual y Estabilidad en Suelos Licuables con Pilas de Agregado Compactado

Residual Strength and Stability of Soil Improved with Rammed Aggregate Piers

José Miguel BIMBRERA¹

¹ SOILSOLUTION

RESUMEN

El artículo analiza el fenómeno de licuación de suelos y su impacto en la estabilidad de estructuras, evaluando las Pilas de Agregado Compactado (PAC) como una alternativa de mejoramiento. Se revisan metodologías para estimar la resistencia residual post-licuación (S_{uliq}), basadas en correlaciones empíricas (Seed & Harder, 1990; Idriss & Boulanger, 2008) y estudios de casos históricos. Mediante un ejercicio de modelación numérica ilustrativa (SLIDE 2) se simula el comportamiento de un terraplén sobre arenas licuables, comparando su estabilidad en condiciones naturales (factor de seguridad global < 1.1) y mejoradas con PAC. Los resultados muestran que las PAC pueden incrementar la resistencia del suelo mediante mecanismos de densificación, aumento de esfuerzos laterales y desarrollo de resistencia compuesta, logrando un factor de seguridad global satisfactorio. El análisis destaca que esta mejora en la estabilidad global se alcanza incluso cuando persiste cierto potencial de licuación en estratos específicos, demostrando la importancia de emplear parámetros compuestos que consideren la resistencia residual. El estudio enfatiza el carácter académico del ejercicio y la necesidad de interpretar los factores de seguridad contra licuación y estabilidad global como indicadores complementarios, pero conceptualmente distintos.

ABSTRACT

This paper investigates soil liquefaction and its effects on the global stability of earth structures, with Rammed Aggregate Piers (RAPs) evaluated as a ground improvement alternative. The study reviews methodologies for determining the post-liquefaction residual strength (S_{uliq}), incorporating empirical correlations (Seed & Harder, 1990; Idriss & Boulanger, 2008) and case history analyses. Through an illustrative numerical simulation (SLIDE 2), the behavior of an embankment on liquefiable sands is analyzed, comparing stability in both natural conditions (global factor of safety < 1.1) and RAP-improved conditions. The results indicate that RAPs enhance soil performance through densification, increased lateral confinement, and the development of composite shear strength, achieving a satisfactory global factor of safety. The analysis highlights that this global stability improvement is attained even when some liquefaction potential persists in specific strata, demonstrating the critical role of composite parameters that incorporate the residual strength. The study emphasizes the academic nature of the exercise and the necessity to interpret liquefaction potential and global stability factors as complementary yet conceptually distinct indicators.

INFORMACIÓN

Palabras clave:

- Licuación, Pilas de Agregado Compactado, resistencia residual, estabilidad de taludes, mejoramiento de suelos.

1 INTRODUCCIÓN

El fenómeno de licuación de suelos representa uno de los mayores desafíos en la ingeniería geotécnica debido a su impacto en la estabilidad de estructuras. A pesar de los avances en su estudio, la estimación precisa de los parámetros residuales del suelo posterior a la licuación sigue siendo un tema de investigación activa, como lo demuestran los trabajos de Idriss y Boulanger (2008). Así, técnicas de mejoramiento como las Pilas de Agregado

Compactado (PAC) han surgido como una solución efectiva para mitigar los efectos de la licuación, tal como lo documentan Amoroso, et.al. (2024). Sin embargo, su aplicación requiere una evaluación rigurosa de las condiciones geotécnicas del sitio y un análisis detallado de su influencia en la estabilidad global.

1.1 Alcance

En este artículo se presenta una revisión del estado del arte sobre los parámetros residuales del suelo ante la licuación, complementada con un ejercicio numérico ilustrativo de un terraplén construido sobre un estrato de arenas sueltas. El análisis se centra en evaluar la estabilidad global del terraplén bajo dos condiciones: 1) Considerando el comportamiento del suelo en su estado natural con licuación, utilizando resistencias residuales no drenadas (s_{uliq}) en los estratos identificados como licuables mediante los criterios de Idriss y Boulanger (2008); y 2) Analizando el comportamiento del mismo terraplén bajo condiciones mejoradas con Pilas de Agregado Compactado (PAC), donde se emplearon parámetros de resistencia compuesta. El estudio se llevó a cabo mediante modelación numérica en el software SLIDE 2. El objetivo principal es contrastar ambos escenarios y demostrar el principio de que, mediante el uso de parámetros compuestos, las PAC pueden garantizar un factor de seguridad global satisfactorio aún cuando no se elimine por completo el potencial de licuación en todos los estratos. Este principio evidencia que un factor de seguridad contra licuación FS_{liq} inferior a 1.0, si bien indica la ocurrencia del fenómeno, no constituye por sí solo un indicador del grado de daño estructural, enfocándose este análisis específicamente en la estabilidad global mediante parámetros residuales y dejando de lado otras consideraciones de diseño como asentamientos y capacidad de carga.

2 EL FENÓMENO DE LICUACIÓN:

2.1 Mecanismos y Caracterización

Para comprender adecuadamente este fenómeno, es esencial definir inicialmente el término "licuación de suelos", el cual ha recibido diversas interpretaciones en la literatura técnica. En el contexto de esta investigación, adoptamos la siguiente definición:

"La reducción significativa en la resistencia y rigidez de un suelo, principalmente como resultado de la disminución de los esfuerzos normales efectivos debido al incremento en la presión de poro, generando un comportamiento del terreno similar al de un fluido viscoso".

Las condiciones que favorecen la ocurrencia de licuación incluyen principalmente la presencia del nivel de aguas freáticas (NAF) y, en muchos casos, la saturación completa del suelo. Desde el punto de vista geotécnico, los suelos más susceptibles corresponden a arenas con bajo contenido de finos (generalmente menor al 15%) y limos de baja plasticidad, caracterizados por presentar índices plásticos menores al 7% y una relación de contenido

de agua respecto al límite líquido inferior a 0.85, según lo establecido por Bray y Sancio (2006).

En el análisis de este fenómeno es esencial distinguir entre dos mecanismos principales. El primero es la licuación por flujo, la cual ocurre cuando ciertos suelos, como arenas sueltas o algunos limos, experimentan una reducción progresiva de resistencia al corte como resultado de su deformación. Este comportamiento se presenta en suelos saturados, contractivos y con tendencia al ablandamiento, donde la deformación incrementa la presión de poro y reduce la resistencia efectiva. Según Robertson (2017), para que se genere una falla relevante en estructuras como taludes o terraplenes, debe existir un volumen considerable de material susceptible a este tipo de ablandamiento. Esto puede desencadenar deslizamientos o flujos de suelo, dependiendo de las propiedades del material y de la geometría del terreno.

El segundo es la licuación cíclica, que será el tema principal del artículo. Este fenómeno ocurre cuando el esfuerzo efectivo de confinamiento puede alcanzar valores cercanos a cero durante la aplicación de cargas cíclicas, provocando una pérdida abrupta de resistencia del suelo. Es importante destacar que las fuentes generadoras de estas cargas cíclicas no se limitan a eventos sísmicos, sino que pueden incluir vibraciones producidas por explosiones, tráfico ferroviario u otras fuentes dinámicas similares (Idriss & Boulanger, 2008).

3 Metodologías para el Análisis del Potencial de Licuación

Dentro de las metodologías más empleadas para el análisis del potencial de licuación se encuentra la desarrollada por Idriss y Boulanger (2008), basada en el método simplificado de Seed e Idriss (1971). Este enfoque expresa el potencial de licuación mediante un factor de seguridad definido por la Ecuación 1:

$$FS_{Liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

donde: CRR (Cyclic Resistance Ratio) = la resistencia al corte del suelo ante movimientos sísmicos y CSR (Cyclic Stress Ratio) = esfuerzo cortante cíclico aplicado durante un sismo.

Para cualquier profundidad analizada, es probable que ocurra licuación cuando $FS_{Liq} < 1.0$. El cálculo de CSR requiere conocer la magnitud máxima esperada del sismo y la aceleración máxima en la superficie del terreno (a_{max}). El valor de CRR se determina comúnmente mediante correlaciones empíricas basadas en parámetros de pruebas de campo, como el número de golpes (N_1)₆₀ del ensayo SPT o la resistencia por punta (q_c) del ensayo CPT (Idriss & Boulanger, 2008)

3.1 Índice de Potencial de Licuación (LPI)

El LPI cuantifica la severidad de la licuación y predice sus manifestaciones superficiales. Según Iwasaki et al. (1978, 1982), se calcula mediante la integración de los factores de seguridad FS_{liq} hasta una profundidad de 20 m empleando la Ecuación 2.

$$LPI = \int_0^{20} Fw(z)dz \quad (2)$$

Si:

- $F = 1 - FS_{liq}$ (si $FS_{liq} < 1.0$; de lo contrario, $F = 0$)
- $w(z) = 10 - 0.5z$ (para $z < 20$ m)
- $w(z) = 0$ (para $z \geq 20$ m)

donde: z = profundidad en metros desde la superficie.

Con base en esta expresión, la severidad de la licuación depende de:

- El espesor de las capas licuables
- Su proximidad a la superficie
- La magnitud en que FS_{liq} sea menor que 1.0

El LPI varía teóricamente entre 0 y 100. Como se muestra en la Tabla 1, valores ≤ 5 indican un riesgo bajo de licuación según Iwasaki et al. (1982).

Tabla 1. Severidad de Licuación Evaluada a partir del Índice de potencial de Licuación (Iwasaki et al. 1982).

LPI	Potencial de licuación
LPI = 0	Muy bajo
$0 < LPI < 5$	bajo
$5 < LPI < 15$	Alto
$15 < LPI$	Muy alto

4 PARÁMETROS RESIDUALES

4.1 Antecedentes teóricos

El concepto de "resistencia posterior a la licuación" ha sido definido de diversas formas en la literatura técnica. Olson y Stark (2002) la definieron como la resistencia al corte en grandes deformaciones ($s_{u(liq)}$) de un suelo saturado y contractivo después de desarrollar ablandamiento por deformación. Otros autores se refieren a este parámetro como resistencia residual no drenada (Seed & Harder, 1990) o resistencia en estado estable no drenada (Poulos et al. 1985). Para este trabajo, adoptaremos el término **resistencia residual no drenada** ($s_{u(liq)}$).

Diversos estudios de laboratorio han analizado la influencia de los patrones de esfuerzo en los valores de la resistencia residual no drenada. Algunas aproximaciones incluyen.

- Asignar valores distintos de $s_{u(liq)}$ dependiendo de las condiciones de esfuerzo en zonas licuadas, como se practica en la ingeniería offshore.
- Expresar $s_{u(liq)}$ como una fracción de la presión de confinamiento efectiva ($s_{u(liq)}/p'$), con valores típicos entre 0.06 y 0.1.

No obstante, la estimación de $s_{u(liq)}$ presenta importantes desafíos porque, en condiciones donde el agua no puede drenar (como durante la licuación), las

cargas aplicadas —ya sean constantes (monótonas) o repetitivas (cíclicas)— pueden generar cambios desiguales en la estructura interna del suelo, como la relación de vacíos y la densidad relativa. Esto altera su comportamiento general de manera impredecible.

Seed (1987) subrayó que esta redistribución de vacíos es impredecible y controla la respuesta del suelo en campo. Además, cuando el corte ocurre entre materiales distintos (por ejemplo, una capa de arena en contacto con limo), fenómenos como la fricción o trituración pueden generar un reacomodo de partículas finas entre las gruesas, reduciendo el volumen y la resistencia al corte. Este tipo de redistribución, como lo demostraron Weber et al. (2022), constituye otra manifestación del mismo fenómeno en condiciones no drenadas, lo que dificulta aún más la caracterización de resistencia residual no drenada ($s_{u(liq)}$).

4.2 Enfoques Alternativos Correlaciones Empíricas para $s_{u(liq)}$

Dada la dificultad para replicar en laboratorio las condiciones reales de campo, los investigadores han recurrido al back-analysis de fallas a escala real y al estudio de casos históricos de licuación (ej: terremotos o eventos dinámicos) para calibrar los valores de $s_{u(liq)}$. Estos enfoques empíricos permiten obtener datos más representativos de las condiciones in situ, aunque introducen incertidumbres relacionadas con la variabilidad natural del suelo.

Seed (1987) propuso una correlación pionera entre resistencia residual no drenada ($s_{u(liq)}$) y la penetración normalizada equivalente de arena limpia (N_{160cs}), basada en análisis de fallas históricas como se muestra en la Figura 1.

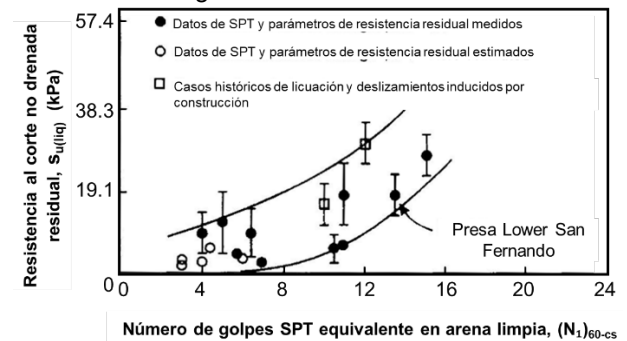


Figura 1. Relación entre (N_{160-cs}) y $s_{u(liq)}$ para arenas limpias (Modificado de Seed & Harder, 1990).

Sin embargo, esta metodología presenta limitaciones debido a la escasez de datos directos de campo y a las simplificaciones al extrapolar condiciones de laboratorio a escenarios reales.

Stark y Mesri (1992) abordaron estas limitaciones al analizar 17 casos documentados por Seed y Harder (1990), junto con tres casos adicionales. Su estudio reveló que el valor de $s_{u(liq)}$ depende

linealmente del esfuerzo vertical efectivo inicial (p'), lo que condujo al uso de la relación de la ecuación 3.

$$\frac{s_{uliq}}{p'} = \text{constante} \quad (3)$$

Donde: p' = esfuerzo vertical efectivo inicial promedio en la superficie de falla.

Este enfoque fue el primero en expresar la resistencia residual no drenada (s_{uliq}) como una relación constante respecto al esfuerzo vertical efectivo inicial (s_{uliq}/p'), dando origen a una segunda línea de pensamiento distinta a la propuesta de Seed y Harder (1990).

La principal diferencia con la propuesta original de Seed y Harder (1990), es que esta se basa en la teoría clásica del estado crítico, la cual plantea que s_{uliq} es constante para un nivel dado de densidad relativa, sin considerar de forma explícita el esfuerzo vertical efectivo inicial.

En contraste, Stark y Mesri (1992) plantearon que s_{uliq} varía proporcionalmente con el esfuerzo vertical efectivo promedio en la superficie de falla, lo cual es conceptualmente similar al enfoque SHANSEP empleado para arcillas. Esta formulación ofrece dos ventajas clave:

- Permite normalizar el comportamiento esfuerzo-deformación en condiciones no drenadas.
- Captura con mayor realismo los efectos de la redistribución de vacíos al utilizar la relación s_{uliq}/p' en lugar del valor absoluto de s_{uliq} (Weber et al. 2022).

Estudios recientes de Kramer (2008), Kramer y Wang (2015), y Weber (2015) han demostrado que la relación de resistencia residual no drenada (s_{uliq}/p') disminuye conforme aumenta el esfuerzo efectivo de sobrecarga como se ilustra en la Figura 2.

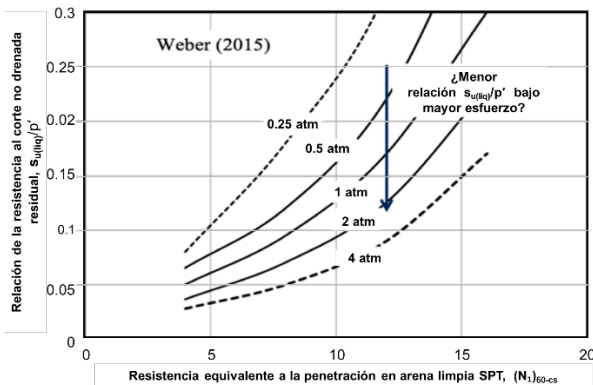


Figura 2. Relación resistencia residual no drenada en función del SPT normalizado equivalente de arena limpia, N_{160-CS} (Modificado de Weber, 2022).

Este comportamiento se explica por dos factores clave:

- Relación con la línea de estado crítico (CSL): En suelos susceptibles a licuación, la CSL suele presentar una pendiente más pronunciada que

las curvas de consolidación in situ. Esto implica que, bajo mayores esfuerzos efectivos, el suelo tiende a presentar un comportamiento más contractivo, favoreciendo la pérdida de resistencia.

- Efecto del contenido de finos: Mientras que el trabajo inicial de Wang utilizó valores del SPT corregidos por contenido de finos, las correlaciones posteriores de Kramer y Wang (2015) se basaron en valores sin corregir, lo cual introdujo mayor dispersión en los datos.

4.3 Contribuciones de Idriss y Boulanger (2008)

Idriss y Boulanger (2008) realizaron una revisión de 18 casos históricos de falla por licuación con grandes desplazamientos, seleccionados de los 33 casos previamente analizados por Olson y Stark (2002), quienes también investigaron la s_{uliq} . Estos casos se clasificaron en tres grupos según la calidad y completitud de los datos:

- Grupo 1 (Casos 1–7): Registros con mediciones in situ (SPT y/o CPT) y detalles geométricos completos.
- Grupo 2 (Casos 8–13): Registros con mediciones SPT/CPT, pero detalles geométricos incompletos.
- Grupo 3 (Casos 14–18): Registros con SPT/CPT estimados y geometrías razonablemente documentadas.

En su análisis, Idriss y Boulanger utilizaron los valores de s_{uliq} reportados por Seed (1987), Seed y Harder (1990), y Olson y Stark (2002), y los normalizaron respecto al esfuerzo vertical efectivo inicial (p') para obtener relaciones s_{uliq}/p' como se muestra en la Figura 3.

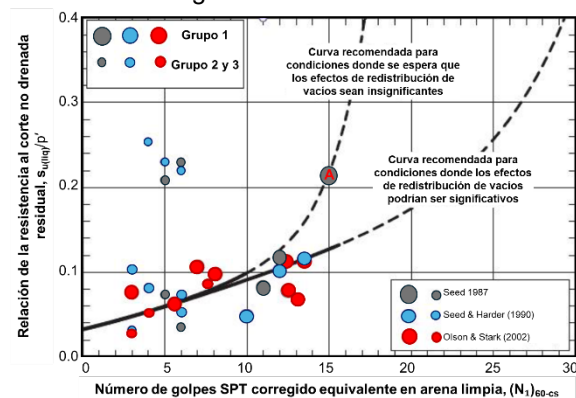


Figura 3. Relación entre $(N_1)_{60-CS}$ y s_{uliq}/p' para los 18 casos analizados (Modificado de Idriss & Boulanger, 2008).

En la gráfica de la Figura 3 se muestran dos curvas:

- **Curva superior:** Para condiciones donde los efectos de redistribución de vacíos son insignificantes (requiere validación con investigaciones de campo exhaustivas).

— **Curva inferior:** Representa condiciones con un alto potencial de redistribución de vacíos, y se basa en estudios de caso existentes, complementados con extrapolaciones respaldadas por criterio experto.

Existen varios problemas y limitaciones en la relación propuesta y en la figura presentada. El primero de ellos es que el punto sólido grande graficado en $(N_1)_{60cs} = 15$ y $s_{u(liq)}/p' \approx 0.21$ (Punto "A" en la Figura 3) representa el valor de $s_{u(liq)}/p'$ que fue inicialmente propuesto por Seed (1987) para el caso histórico de la Presa Inferior de San Fernando. Sin embargo, el propio profesor H. B. Seed reconsideró posteriormente este valor y concluyó que había cometido un error, ya que la resistencia originalmente propuesta era demasiado alta (Weber et al. 2022).

Esto se confirmó cuando Seed y Harder (1990), así como Olson (2001), realizaron nuevos análisis retrospectivos (back-analysis) del caso y obtuvieron valores más bajos y consistentes, los cuales se muestran como los puntos "B" y "C" en la Figura 4.

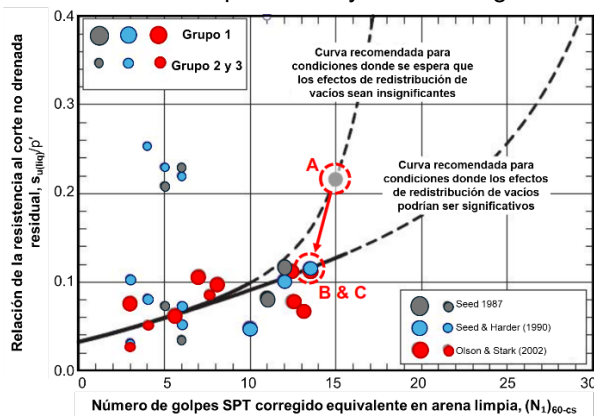


Figura 4. Relación entre $(N_1)_{60cs}$ y $s_{u(liq)}/p'$ para los 18 casos analizados (Modificado de Idriss & Boulanger, 2008) con la adaptación del caso de San Fernando.

Esta corrección afecta notablemente la interpretación gráfica, ya que el punto destacado parecía justificar la curva superior, aunque en realidad no pertenecía a ella. Todos los casos de campo se asociaron a condiciones con redistribución de vacíos, y por tanto corresponden a la curva inferior.

Idriss y Boulanger (2008) también presentan sus puntos de datos seleccionados y las relaciones recomendadas en términos de $s_{u(liq)}$, como se muestra en la Figura 5.

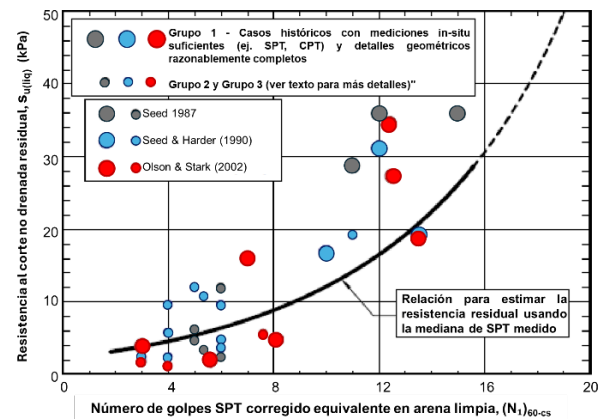


Figura 5. Relación entre $(N_1)_{60cs}$ y $s_{u(liq)}$ para los 18 casos analizados (Modificado de Idriss & Boulanger, 2008).

Sin embargo, los mismos problemas previamente discutidos también se presentan aquí. Por lo que se muestra de igual manera la reubicación de este punto en la Figura 6, lo que refuerza la necesidad de interpretar estas gráficas con precaución y considerando la evolución del conocimiento técnico.

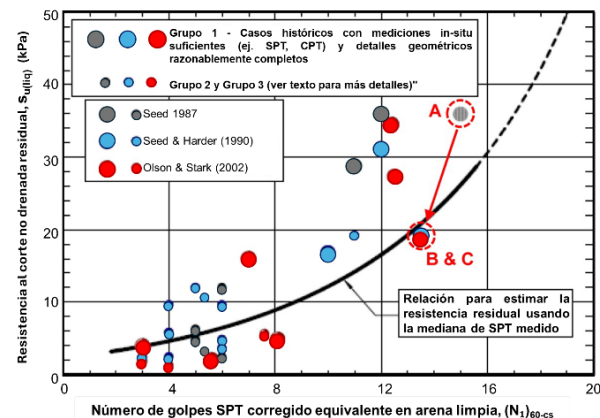


Figura 6. Relación entre $(N_1)_{60cs}$ y $s_{u(liq)}$ para los 18 casos analizados (Modificado de Idriss & Boulanger, 2008) con la adaptación del caso de San Fernando.

Las Figuras 4 y 6 serán las que se emplearán en lo que resta de este artículo para la obtención de la **resistencia residual no drenada ($s_{u(liq)}$)**.

5 CASO DE ANÁLISIS

5.1 Condiciones geotécnicas y sísmicas del sitio

"Para fines ilustrativos, el siguiente escenario geotécnico ha sido planteado como un caso de estudio ficticio."

El proyecto consiste en la construcción de un Muro Mecánicamente Estabilizado (MME) con una altura máxima de 8.2 m, que contará con una sobrecarga de 25 kN/m² de acuerdo con la información

proporcionada por el diseñador. Este MME funcionará como rampa de acceso para un cruce carretero.

Las condiciones estratigráficas por debajo del Nivel de Terreno Natural (NTN), de acuerdo con el sondeo disponible, se componen de una capa de arena limosa de compactidad media hasta una profundidad de aproximadamente 1.8 m, seguida por un estrato de arcilla de consistencia media que se extiende hasta los 3.5 m. Posteriormente se presenta una arena limosa de compactidad suelta hasta los 7.2 m, posteriormente por una arena limosa de compactidad media hasta los 13.8 m, y finalmente por una arena limosa de compactidad densa hasta los 30.0 m, que corresponde a la máxima profundidad explorada.

El Nivel de Aguas Freáticas (NAF) fue identificado a una profundidad aproximada de 3.0 m durante los trabajos de exploración.

En cuanto a las condiciones sísmicas del sitio, se reportó una aceleración máxima del terreno (PGA) de 0.69 g y una magnitud de evento sísmico $M_w = 8.4$. Estas condiciones, combinadas con la presencia del nivel freático superficial, indican un alto potencial de licuación.

5.2 Análisis de susceptibilidad a la licuación.

Con base en la información proporcionada, se revisaron inicialmente los factores de seguridad contra la licuación obtenidos en ambos sondeos. Para ello, y utilizando la información disponible, se calcularon los factores de seguridad conforme al criterio propuesto por Idriss & Boulanger (2008). Los resultados obtenidos se presentan en la Figura 7.

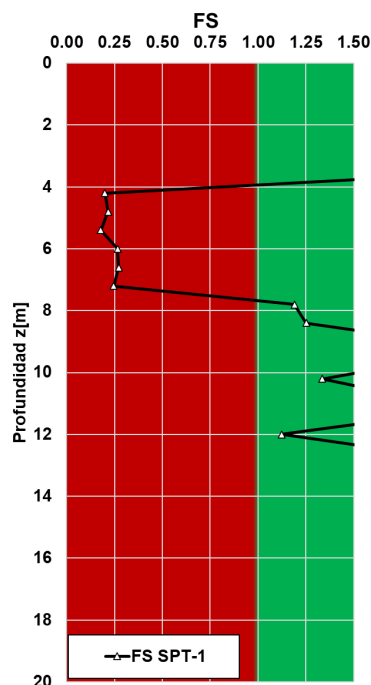


Figura 7. Cálculo del factor de seguridad contra la licuación en condiciones in situ para el sondeo SPT-1.

Como se muestra en la Figura 7, el riesgo de licuación es inminente al menos hasta una profundidad promedio de 7.5 m. Para este estudio, nos enfocaremos —como se mencionó anteriormente— en los análisis de estabilidad global para la sección crítica, considerando tanto las condiciones in situ, empleando la resistencia residual no drenada por licuación (s_{uliq}).

5.3 Análisis de estabilidad global in-situ

A continuación, se presenta el compilado de los parámetros empleados para el modelo utilizado en el análisis de estabilidad global. Para la obtención de los datos de la Tabla 2, inicialmente se analizaron uno por uno los registros de valores N_0 obtenidos en campo, los cuales fueron corregidos conforme a la metodología de Idriss & Boulanger (2008) para contenido de finos, obteniéndose así los valores $(N_1)_{60cs}$. En la misma tabla se incluyen también los valores del factor de seguridad (FS) correspondientes a cada estrato.

Para aquellos registros que presentaban condiciones de licuación, se obtuvo la relación s_{uliq}/p' utilizando la Figura 4. Una vez determinadas estas relaciones, los valores fueron simplificados en el modelo mostrado en la Tabla 3, agrupando los registros con comportamientos similares. De esta manera, se definió el modelo geotécnico empleado en el análisis de estabilidad global del MME.

En la Figura 8 se muestra el modelo realizado en el software SLIDE 2, en donde se observa que el FS en condiciones in situ post-licuación es menor a 1.1 lo recomendado por la FHWA (Federal Highway Administration), lo cual evidencia una condición de posible falla y la necesidad de mejorar las propiedades mecánicas del suelo.

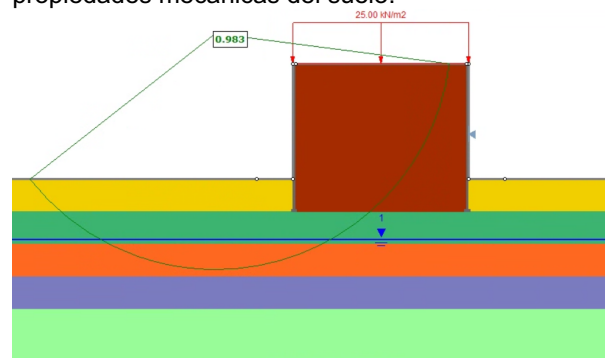


Figura 8. Modelo para el análisis de estabilidad global en condiciones in-situ.

<Espacio en blanco intencional>

Tabla 2. Parámetros en condiciones in-situ para la sección máxima del MME con base en el SPT-1.

Profundidad m	SUCS	N ₆₀	(N ₁) _{60-cs}	FS	S _{u liq} /p'	c kPa	Phi °
0.6	SM	7	14	n.a.			29.00*
1.2	SM	7	14	n.a.			29.00*
1.8	SM	9	17	n.a.			29.67*
2.4	CL	6	6	n.a.		37.20*	
3.0	CL	8	8	n.a.		37.20*	
3.6	CL	6	6	n.a.		37.20*	
4.2	SM	4	8	0.19	0.08		
4.8	SM	5	10	0.17	0.09		
5.4	SM	3	7	0.19	0.07		
6.0	SM	9	15	0.25	0.13		
6.6	SM	10	15	0.22	0.13		
7.2	SM	9	14	0.25	0.12		
7.8	SM	26	32	1.20			37.89*
8.4	SM	27	33	1.26			38.42*
9.0	SM	29	36	1.92			39.47*
9.6	SM	30	36	1.90			40.00*
10.2	SM	28	33	1.34			38.95*
10.8	SM	30	35	1.80			40.00*
11.4	SM	32	36	1.85			40.56*
12.0	SM	29	33	1.13			39.47*
12.6	SM	33	36	1.82			41.11*
13.2	SM	34	37	1.81			41.67*
13.8	SM	35	37	1.80			42.22*
14.4	SM	35	39	1.79			42.22*
15.0	SM	32	35	1.70			40.56*
15.6	SM	33	36	1.77			41.11*
16.2	SM	34	36	1.77			41.67*
16.8	SM	38	39	1.76			43.89*
17.4	SM	36	37	1.75			42.78*
18.0	SM	37	38	1.75			43.33*

(*) Valores correlacionados empleando el valor de N₆₀.

Tabla 3. Modelo geotécnico in-situ empleado en el análisis de estabilidad global.

Profundidad m	SUCS	Peso volumétrico kN/m ³	S _{u liq} /p'	c kPa	Phi °
0.6 a 1.8	SM	17.50			29.22
1.8 a 3.6	CL	18.00		37.20	
3.6 a 5.4	SM	16.50	0.08		
5.4 a 7.2	SM	17.00	0.12		
7.2 a 10.2	SM	19.00			38.95
10.2 a 18.0	SM	20.00			41.72

5.4 Mejoramiento del suelo mediante Pilas de Agregado Compactado (PAC)

El análisis de estabilidad demostró que la presencia de licuación en los estratos superiores del terraplén generaba condiciones críticas, con factores de seguridad menores a 1.1, valor límite usualmente empleado para el análisis de estabilidad en condiciones sísmicas. Para abordar esta problemática, se propuso el uso del sistema de Pilas de Agregado Compactado (PAC), el cual consiste en la construcción de columnas de grava altamente densificadas que, gracias a su proceso constructivo, rigidizan la matriz de suelo circundante. Como resultado, se obtiene una masa de suelo mejorada

con mayor capacidad de carga, mayor rigidez, mejor control de asentamientos, y una reducción significativa del potencial de licuación en suelos arenosos sueltos.

El proceso constructivo seleccionado para este proyecto fue el método de desplazamiento, mostrado en la Figura 9. En este método, una máquina hincadora inserta un mandril tubular de extremo abierto en el suelo, utilizando una combinación de presión hidráulica y energía vibratoria vertical para desplazar y densificar los estratos susceptibles a la licuación. La grava triturada se introduce a través del mandril desde una tolva superior y se compacta en las cavidades generadas, formando pilas densas y rígidas. Este procedimiento no solo densifica

verticalmente el agregado, sino que también lo desplaza lateralmente, generando un esfuerzo lateral adicional sobre las paredes de la cavidad. Se ha demostrado que este método de instalación incrementa significativamente la densidad de las PAC, alcanzando un ángulo de fricción interno superior a 45° (White et al. 2004). Estas pilas suelen diseñarse y construirse empleando un patrón de disposición triangular o cuadrada, ajustando el espaciado de centro a centro para alcanzar la relación de área de reemplazo objetivo que varía desde el 10 al 15 %.



Figura 9. Secuencia de construcción de las Pilas de Agregado Compactado por el método de desplazamiento.

La efectividad de las PAC se basa en tres mecanismos principales:

- Densificación de las arenas sueltas.
- Aumento de los esfuerzos laterales efectivos en el suelo circundante.
- Generación de una rigidez compuesta entre el agregado compactado y el suelo matriz, resultando en incremento en resistencia al corte.

Estos efectos son resultado directo del procedimiento de instalación por desplazamiento.

El grado de densificación alcanzado en el suelo después de la instalación puede observarse mediante incrementos en el número de golpes N_{SPT} del ensayo SPT o de resistencia de punta q_c del ensayo de CPTu. Estos incrementos se estiman a partir de una base de datos interna desarrollada con base en la experiencia acumulada y en diferentes pruebas de campo.

El incremento del número de golpes se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$N'_{SPT} = N_{SPT} + \Delta N_{(Imp)} \quad (4)$$

$$N'_{SPT} = N_{SPT} + \Delta N_{(Imp)} \quad (5)$$

El valor de incremento depende principalmente del contenido de finos del suelo, el diámetro de las PAC y su espaciado.

5.5 Incremento de esfuerzos laterales y resistencia cíclica.

Respecto al incremento en los esfuerzos laterales, la Figura 10 ilustra el efecto de la instalación en la masa

de suelo, donde las PAC incrementan significativamente los esfuerzos horizontales efectivos, elevando el coeficiente de presión en reposo (k_0), conforme a lo reportado en estudios de Baldi et al. (1986).

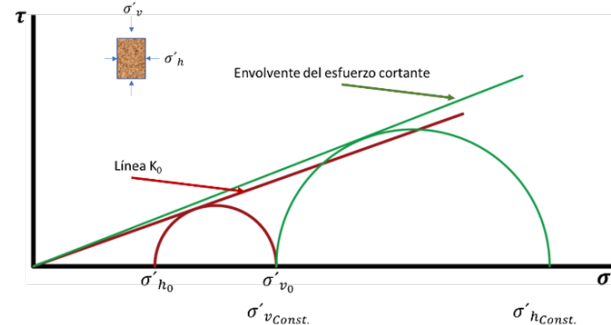


Figura 10. Incremento de los esfuerzos laterales efectivos y del coeficiente de presión en reposo (k_0) generado por la instalación de las Pilas de Agregado Compactado.

Este aumento en el confinamiento lateral es un factor clave para mejorar la resistencia a la licuación, como lo documentan Kramer (1996), Idriss y Boulanger (2008) y Harada et al. (2010), ya que los valores de la relación de resistencia cíclica (CRR) son directamente proporcionales al esfuerzo de confinamiento en el suelo.

Durante la instalación de los elementos PAC, se genera un incremento adicional en el esfuerzo lateral en la interfaz entre el suelo y la pila, como resultado del proceso de vibrocompactación. Este incremento se estima en aproximadamente 120 kPa, y contribuye significativamente a la rigidización del sistema suelo-refuerzo y a la mitigación del potencial de licuación en suelos arenosos sueltos.

El aumento de la resistencia cíclica (CRR') se expresa mediante el factor k_m en la Ecuación 6:

$$CRR' = k_m CRR \quad (6)$$

Las formulaciones de la metodología simplificada de Seed e Idriss (2008) para la evaluación del potencial de licuación asumen que los suelos de baja densidad relativa presentan una relación de reconsolidación baja y un coeficiente de presión en reposo $k_0 \approx 0.5$. Gracias a la instalación de las Pilas de Agregado Compactado, los esfuerzos laterales aumentan significativamente, alcanzando valores de $k_0 \approx 1.4$.

De manera conservadora, para espaciados típicos de PAC, se recomienda adoptar un valor de $k_m = 1.2$, según lo propuesto por Rollins et al. (2021) y Amoroso et al. (2022).

Este factor considera el incremento en el esfuerzo de confinamiento medio efectivo (σ'_m), definido mediante la siguiente expresión:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (7)$$

Donde: σ'_v = esfuerzo efectivo vertical; y σ'_h = es el esfuerzo efectivo horizontal.

La relación entre ambos esfuerzos se expresa mediante el coeficiente de presión en reposo:

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (8)$$

Antes de la instalación de las PAC, se asume un valor típico de $k_0 \approx 0.5$, por lo que el esfuerzo de confinamiento medio inicial resulta:

$$\sigma'_{m(inicial)} = 0.67 \sigma'_v \quad (9)$$

Posterior al mejoramiento, debido al aumento en los esfuerzos horizontales, se considera que $\sigma'_h \approx \sigma'_v$ es decir $k_0=1$. En ese caso, el confinamiento medio mejorado se expresa como:

$$\sigma'_{m(mejorado)} = \sigma'_v \quad (10)$$

Por lo tanto, el incremento del esfuerzo de confinamiento medio (σ'_m) al pasar de una condición sin refuerzo a una condición reforzada resulta en un aumento proporcional de la relación de resistencia al corte cíclico (CRR) de aproximadamente 1.33. Sin embargo, para propósitos de diseño, se considera un incremento más conservador en los esfuerzos laterales de alrededor del 20% (1.2) en lugar del 33% (1.33), lo que resulta en un diseño más seguro y confiable frente a la licuación.

5.6 Resistencia compuesta del suelo mejorado con Pilas de Agregado Compactado.

La implementación del sistema de Pilas de Agregado Compactado (PAC) no solo mitiga el fenómeno de licuación, sino que también permite emplear una resistencia compuesta en el análisis de estabilidad global. Esta resistencia compuesta se determina mediante métodos convencionales, que consisten en calcular un promedio ponderado de las componentes de resistencia al corte del suelo matriz y de las PAC).

La resistencia al corte compuesta se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{comp} = \sigma'_v \tan \phi'_{comp} + c'_{comp} \quad (11)$$

$$c'_{comp} = c'_g R_a + c'_m (1 - R_a) \quad (12)$$

donde: c'_g = cohesión aportada por las PAC; c'_m = cohesión aportada por la matriz del suelo; y R_a = relación de área de reemplazo (área ocupada por PAC en planta respecto al total).

Dado que la cohesión de las PAC es despreciable ($c'_g=0$), la ecuación se simplifica a:

$$c'_{comp} = c'_m (1 - R_a) \quad (13)$$

De manera análoga, el ángulo de fricción compuesto ϕ'_{comp} se obtiene a partir del promedio ponderado entre ϕ'_g (fricción de las PAC) y ϕ'_m (fricción del suelo matriz), que típicamente supera los 45° . Sin embargo, en la práctica este valor suele

limitarse del lado conservador a un máximo de 45° , dependiendo de las características del suelo matriz a reforzar.

$$\phi'_{comp} = \tan^{-1} [R_a * \tan(\phi_g) + (1 - R_a) * \tan(\phi_m)] \quad (14)$$

5.7 Resultados de estabilidad global y licuación en condiciones mejoradas

Una vez analizados los beneficios de la implementación del sistema de Pilas de Agregado Compactado (PAC), se procedió a evaluar su influencia específica en el caso de estudio. Para ello, se recalculó el Factor de Seguridad (FS) contra la licuación, considerando un esquema de mejoramiento el cual consiste en elementos de 50 cm de diámetro construido, instalados a una profundidad de 7.2 m y con un espaciamiento centro a centro de 2.0 m.

De acuerdo con lo revisado en las secciones anteriores, este tipo de mejoramiento produce un incremento en el FS debido a dos mecanismos principales:

- Densificación de las arenas sueltas, lo que incrementa la resistencia al corte del suelo.
- Aumento de los esfuerzos laterales efectivos, lo cual incrementa el confinamiento medio y mejora la relación de resistencia cíclica (CRR).

La Figura 11 muestra los nuevos valores de FS_{liq} considerando únicamente estos efectos directos de mejora.

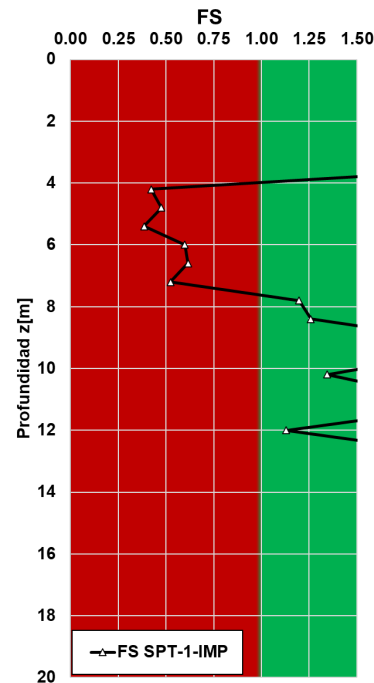


Figura 11. Cálculo del factor de seguridad contra la licuación en condiciones mejoradas para el sondeo SPT-1.

Si bien se observa una mejora en los valores de factores de seguridad, algunos estratos aún presentan valores menores a 1.0, lo que indica que el

fenómeno de licuación no ha sido completamente eliminado.

No obstante, uno de los beneficios más relevantes del sistema PAC es la posibilidad de emplear propiedades compuestas en el análisis de estabilidad global, lo cual es precisamente uno de los objetivos de este estudio.

Por lo que para los estratos donde se presenta licuación se obtiene la **resistencia residual no drenada** (s_{uliq}) utilizando los valores de N_0 ya en condiciones mejoradas (densificados) y la Figura 6.

Posteriormente, para todos los estratos mejorados se determinan los parámetros compuestos, los cuales se presentan en la Tabla 4.

Tabla 4. Modelo geotécnico en condiciones mejoradas empleado en el análisis de estabilidad global.

Profundidad m	SUCS	Peso volumétrico kN/m ³	$s_{uliqcomp}$ kPa
0.6 a 1.8	SM	17.50	
1.8 a 3.6	CL	18.00	
3.6 a 5.4	SM	16.50	40.76
5.4 a 7.2	SM	17.00	47.55
7.2 a 10.2	SM	19.00	
10.2 a 18.0	SM	20.00	

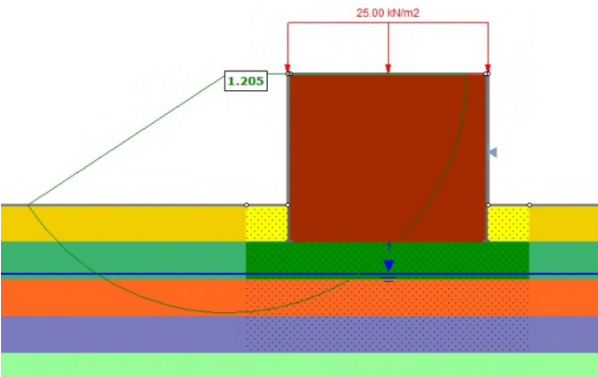


Figura 12. Análisis de estabilidad global con condiciones mejoradas utilizando parámetros compuestos.

La Figura 12 presenta los resultados del análisis de estabilidad global con las condiciones mejoradas utilizando estos parámetros compuestos. En este modelo, se alcanza un $FS = 1.10$, cumpliendo con el criterio mínimo recomendado para condiciones sísmicas según el FHWA (2011).

6 CONSIDERACIONES DE ANÁLISIS

Si bien el análisis comparativo realizado evidencia mejoras en la estabilidad global mediante el uso de Pilas de Agregado Compactado (PAC), es importante señalar que la licuación no fue totalmente mitigada en los estratos más susceptibles, como lo demuestran los factores de seguridad contra licuación FS_{liq} menores a 1.0 en la Figura 11. El caso presentado corresponde a un escenario ilustrativo, diseñado

únicamente con fines académicos. La filosofía del análisis busca destacar que un FS ante la licuación menor a 1.0 indica la ocurrencia del fenómeno de licuación, pero no constituye un indicador directo de la magnitud del daño estructural, los desplazamientos post-licuación, ni implica necesariamente una falla por estabilidad global. El análisis de estabilidad global permitió demostrar que, al incorporar la **resistencia residual no drenada** (s_{uliq}) en los parámetros compuestos del suelo mejorado, es posible alcanzar un factor de seguridad global satisfactorio que garantice la estabilidad del conjunto, incluso ante la presencia de licuación. Asimismo, la revisión metodológica se centró en correlaciones ampliamente aceptadas, sin abordar en profundidad aspectos relevantes identificados en investigaciones recientes, como la influencia de finos no plásticos superiores al 15% o los efectos de anisotropía en pruebas de laboratorio (Kramer & Wang, 2015; Weber et al., 2022), lo cual representa una oportunidad para desarrollos futuros de este trabajo.

7 CONCLUSIONES

El análisis desarrollado sugiere que las Pilas de Agregado Compactado (PAC) pueden contribuir a mejorar la estabilidad global de terraplenes construidos sobre suelos susceptibles a licuación. A través del ejercicio comparativo realizado, se identificó que este sistema de mejoramiento favorece la densificación de arenas sueltas, incrementa el esfuerzo de confinamiento lateral y desarrolla una resistencia compuesta en la masa de suelo.

En el escenario ilustrativo planteado, la modelación numérica evidenció que, si bien la licuación no fue completamente eliminada, la implementación de PAC permitió alcanzar un factor de seguridad global satisfactorio mediante la incorporación de parámetros compuestos que consideran la resistencia residual post-licuación. Este resultado refuerza el principio de que la ocurrencia de licuación localizada no necesariamente conduce a una falla por estabilidad global cuando se emplean sistemas de mejoramiento adecuados.

Cabe destacar que el estudio consideró condiciones críticas para evaluar específicamente el comportamiento en estado residual, y que los resultados obtenidos deben interpretarse como una aproximación académica que demuestra principios mecánicos, más que como una validación definitiva de desempeño en condiciones de campo. La metodología presentada proporciona un marco analítico para estudios preliminares, aunque su aplicación práctica requeriría considerar aspectos adicionales como la influencia de contenidos de finos variables y condiciones de anisotropía no abordadas en este trabajo.

REFERENCIAS

- Amoroso, S., García Martínez, M.F., Monac, P., Tonni, L., Gottardi, G., Rollins, K.M., Minarelli, L., Marchetti, D., and Wissmann, K.J. (2022) Comparative Study of CPTU and SDMT in Liquefaction-Prone Silty Sands with Ground Improvement. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Volume 148, Issue 6.
- Amoroso, S., Rollins, K. M., Stuedlein, A. W., & Mitchell, J. K. (2024). Improved liquefaction resistance with rammed aggregate piers resulting from increased earth pressure coefficient and density. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Volume 150, Issue 6.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowsky, M., Marchetti, S., and Pasquellini, E. (1986). Flat dilatometer tests in calibration chambers. In *proceedings, In Situ '86, Geotechnical Special publication 6*, ASCE, New York, pp 431-446.
- Becker, D. E., Jefferies, M. G., & Shuttle, D. A. (2014). Work as a criterion for determining in situ and yield stresses in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(5), 512–523.
- Bray, J. D., and Sancio, R. B., 2006. Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils, *ASCE Journal Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, 132(9), 1165–177.
- Burt, G. L. (2007). *Handbook of geotechnical investigation and design tables*. Taylor & Francis Group.
- Byrne, P. M., and Beaty, M. H., 1997. Post-liquefaction shear strength of granular soils: theoretical/conceptual issues, in *Proceedings, Workshop on Post-Liquefaction Shear Strength of Granular Soils, Urbana-Champaign, IL, April 17–18*, pp. 16–45.
- Chu, J., Leroueil, S., & Leong, W. K. (2012). Instability of loose sand under drained conditions. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(2), 207–216.
- Fear, C. E., & Robertson, P. K. (2011). Estimating the undrained strength of sand: A theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(9), 1324–1334.
- Federal Highway Administration. (1999). *Geotechnical engineering circular No. 1: Design and construction of driven pile foundations (Vol. I)* (Report No. FHWA-SA-99-015). U.S. Department of Transportation.
- Federal Highway Administration. (2011). *LRFD seismic analysis and design of transportation geotechnical features and structural foundations* (Report No. FHWA-NHI-11-032). Washington, DC.
- Finn, W. D. L. (1999). Residual strength and post-liquefaction deformations. In *Proceedings of the 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- Harada, K., Orense, RP, Ishihara, K and Mukai, J., 2010. Lateral Stress Effects On Liquefaction Resistance Correlations, *Bulletin Of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, Vol. 43, No. 1, March 2010
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2015). SPT- and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils (Report No. UCD/CGM-15/01). Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K.-i., and Yasuda, S., (1978). A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, in *Proceedings, 2nd International Conference on Microzonation*, San Francisco, pp. 885–896.
- Iwasaki, T., Arakawa, T. & Tokida, K. (1982). Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes *Proc. Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Southampton, 925-939
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Kramer, S. L. (2008). Evaluation of liquefaction hazards in Washington State (Report No. WARD 668.1). Washington State Department of Transportation, Office of Research and Library Services.
- Kramer, S. L., & Wang, C. H. (2015). Empirical model for estimation of the residual strength of liquefied soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(7), 04015038.
- Olson, S.M. and Stark, T.D. (2001). "Liquefaction analysis of Lower San Fernando Dam using strength ratios." Paper No. 4.05, *Proc., 4th International Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, March 26-31, San Diego, CA.
- Olson, S. M., and Stark, T. D., 2002. Liquefied strength ratio from liquefaction flow case histories, *Canadian Geotechnical J.* 39, 629–47.
- Poulos, S. J., Castro, G., and France, J. W., 1985. Liquefaction evaluation procedure, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772–91.
- Robertson, P. K. (2017). Evaluation of flow liquefaction: Influence of high stresses. *Canadian Geotechnical Journal*, 54(10), 1383–1400.
- Rollins, Amoroso, Andersen, Tonni, Wissmann (2021). Liquefaction Mitigation of Silty Sands using Rammed Aggregate Piers based on blast-induced liquefaction testing. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. Volume 147, Issue 9.
- Saye, S. R., Olson, S. M., & Franke, K. W. (2021). Common-origin approach to assess level-ground liquefaction susceptibility and triggering in CPT-

- compatible soils using ΔQ . ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 147(7), 04021046.
- Seed, H. B., and Idriss, I. M., 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, Journal of Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE 97(SM9), 1249–273.
- Seed, H. B., 1987. Design problems in soil liquefaction, J. Geotechnical Eng., ASCE 113(8), 827–45.
- Seed, R. B., & Harder, L. F. (1990). SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In J. M. Duncan (Ed.), Proceedings of the H. B. Seed Memorial Symposium (Vol. 2, pp. 351–376). BiTech Publishers.
- Stark, T. D., and Mesri, G., 1992. Undrained shear strength of sands for stability analysis, J. Geotechnical Eng. Div., ASCE 118(11), 1727–747.
- Van Ballegooy, S., Malan, P., Lacrosse, V., Jacka, M. E., Cubrinovski, M., Bray, J. D., ... & Cowan, H. (2014). Assessment of liquefaction-induced land damage for residential Christchurch. Earthquake Spectra, 30(1), 31–55.
- Weber, J. P. (2015). *Engineering evaluation of post-liquefaction strength* (Doctoral dissertation). University of California, Berkeley.
- Weber, P., Bray, J. D., & Soga, K. (2022). Geotechnical research report No. UCB/GT/22-01. Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley.
- White, D. J., & Suleiman, M. T. (2004). Design of short aggregate piers to support highway embankments. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1868(1), 103–112.
- Whitman, R. V. (1985). On liquefaction. In Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Vol. 3, pp. 1959–1963).
- Wissmann, K. J., FitzPatrick, B. T., White, D. J., & Lien, B. H. (2002). Improving global stability and controlling settlement with Geopier soil reinforcing elements. In Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement, Kuala Lumpur, Malaysia
- Yoshimine, M., Nishizaki, H., Amano, K., & Hosono, Y. (2006). Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26(2–4), 253–264.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, W. D. L., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed, R. B., and Stokoe, K. H., 2001. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, J. Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE 127(10), 817–33.
- Zhang, G., Robertson, P. K., & Brachman, R. W. (2002). Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground. Canadian Geotechnical Journal, 39(5), 1168–1180.