

Metodología y técnicas para la Cuantificación del potencial de licuación en suelos sujetos a solicitaciones dinámicas. Ejemplos de casos.

Por:

Dr. Tupak Obando

Ingeniero en Geología. Master y
Doctorado en Geología, y Gestión
Ambiental en la Universidad
Internacional de Andalucía UNÍA
(Huelva, España)

2009

Introducción

En este documento se introducen, profundizan y ejemplifican planteamientos analíticos y matemáticos relativos a licuefacción del terreno hasta ahora desarrollados, su importancia y diferencias entre unos y otros. Asimismo, se reconocen las características esenciales de cada planteamiento abordado, y se destaca que cada uno de ellos han sido herramientas valiosas para el desarrollo de uno de los principales ejes de acción en la Ingeniería Sísmica. El documento sigue el orden de contenido de acuerdo con trabajo original del Autor de la presente investigación, citado en la Bibliografía.

En la actualidad se presentan en publicaciones científicas diversas metodologías internacionales (Seed e Idriss, 1971; Youd e Idriss, 2001; Yegian y Whitman, 1978; Tokimatsu y Yoshimi, 1983; Taiping y otros, 1984; Ambraseys, 1988; Seed y otros, 1983; Robertson, 1990; Kishida y Ohsaki, 1969 y 1970; y otros) para cuantificar la licuación de los suelos (**Foto 37**) resultantes de acciones dinámicas (sísmicas), entre estos se destacan:



Foto 37. GRIETA LONGITUDINAL POR LICUACIÓN
RÍO SAN LORENZO, SANTA CRUZ.
CALIFORNIA 1971.

- Métodos de Kishida y Ohsaki (1969 y 1970)
- Método de Seed et.al. (1983)

Los Criterios de selección de las metodologías antes citadas para su aplicación en el presente trabajo:

- a) Su diseño apropiado para espacios urbanos similares al sitio estudiado.
- b) Integración de parámetros dinámicos de fácil cuantificación (permite tratamientos matemáticos) y representativos, útiles para el ambiente físico evaluado.
- c) Ofrecimiento de información significativa sobre velocidad de ondas de corte, módulo cortantes y otras variables locales
- d) Capacidad excluyente, sin solapamiento ni redundancias.
- e) Obtención de múltiples perspectivas a través de escenarios comparados y gráficas de interacción entre parámetros físicos
- f) Propiedad de relacionar posibles factores influyentes en la licuación de suelos. A su vez, conceden visión conjunta de los efectos de acciones dinámicas al contexto urbano y su evolución en este.
- g) Representación de datos cualitativos a través de valoraciones numéricas a indicadores geotécnicos plasmados en diagrama de relación, modelos estadísticos y cartográficos. Y finalmente, su uso permite derivar recomendaciones para ser empleadas en otras áreas con particularidades semejantes a la estudiada.

Hay que destacar, dos enfoques importantes para evaluar el potencial de licuefacción de suelos granulares sujeto a movimientos sísmicos, planteamiento corroborado por Seed (1979):

- Métodos empíricos. Basado en observaciones in situ del comportamiento de depósitos tipo arena durante movimientos sísmicos anteriores y correlaciones entre predios que no se han licuado, y densidad Relativa del número de golpes de ensayos SPT.

- Métodos analíticos. Basados en la determinación en laboratorio de las características de resistencia a la licuefacción de muestras no alteradas y el uso de análisis de respuestas dinámica del predio para determinar la magnitud de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos.

No obstante, ambas metodologías solicitan definir el nivel de aceleración del terreno como prerequisite para evaluar el potencial de licuefacción. A menudo este nivel se establece a partir de relaciones entre la magnitud del sismo, la distancia al epicentro y la aceleración pico.

Conjuntamente diversos métodos saltan a la luz para evaluar la resistencia de los suelos a la licuación, tal como se explican a continuación:

- **Modelos Físicos**

Estos métodos requieren del uso de centrífugas o tablas vibratoras para simular la carga sísmica bajo condiciones de contorno bien definidas. El suelo utilizado en el modelo es remoldeado para representar diferentes densidades y condiciones geométricas. A causa de las dificultades en conseguir un modelo con las mismas condiciones del sitio, los modelos físicos rara vez se utilizan para estudiar la resistencia a la licuación de un sitio específico. Sin embargo, los modelos físicos son valiosos para analizar y entender el comportamiento generalizado del suelo y para evaluar la validez de modelos constitutivos bajo condiciones de contorno bien definidas, como se indica en los comentarios relativos a los métodos analíticos.

- **Técnicas Empíricas**

Entre ellas, uno de mayor difusión y aplicación, el **Procedimiento Simplificado**, en que se calculan dos variables sísmicas primarias tales como: a) la excitación sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos promedios ($CSR = t_{pro} / s'_{vo}$); y b) la capacidad de la capa de suelo para resistir la licuación, en términos de la relación de resistencia a la licuefacción. En la mayoría de las técnicas empíricas, el valor promedio de la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (CSR) inducidos por el sismo se obtiene de los análisis de la respuesta dinámica del subsuelo.

$$\frac{\tau_{pro}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{vo}} r_d$$

Donde: a_{max} es la máxima aceleración que se espera en el lugar según las leyes de atenuación, amplificada por el efecto de sitio, considerando que los suelos no se licúan y que las presiones de poros no se incrementan en el proceso; g es la aceleración de la gravedad; σ_v o σ'_v son los esfuerzos verticales total y efectivo; y r_d es el factor de reducción de esfuerzos, el cual varía ampliamente con la profundidad dependiendo del perfil de suelos tal como sigue:

$$r_d = \begin{bmatrix} 1 - 0.00765z & z \leq 9.2 \text{ m} \\ 1.174 - 0.0267z & 9.2 < z \leq 23 \text{ m} \\ 0.744 - 0.008z & 23 < z \leq 30.0 \text{ m} \\ 0.50 & z > 30.0 \text{ m} \end{bmatrix}$$

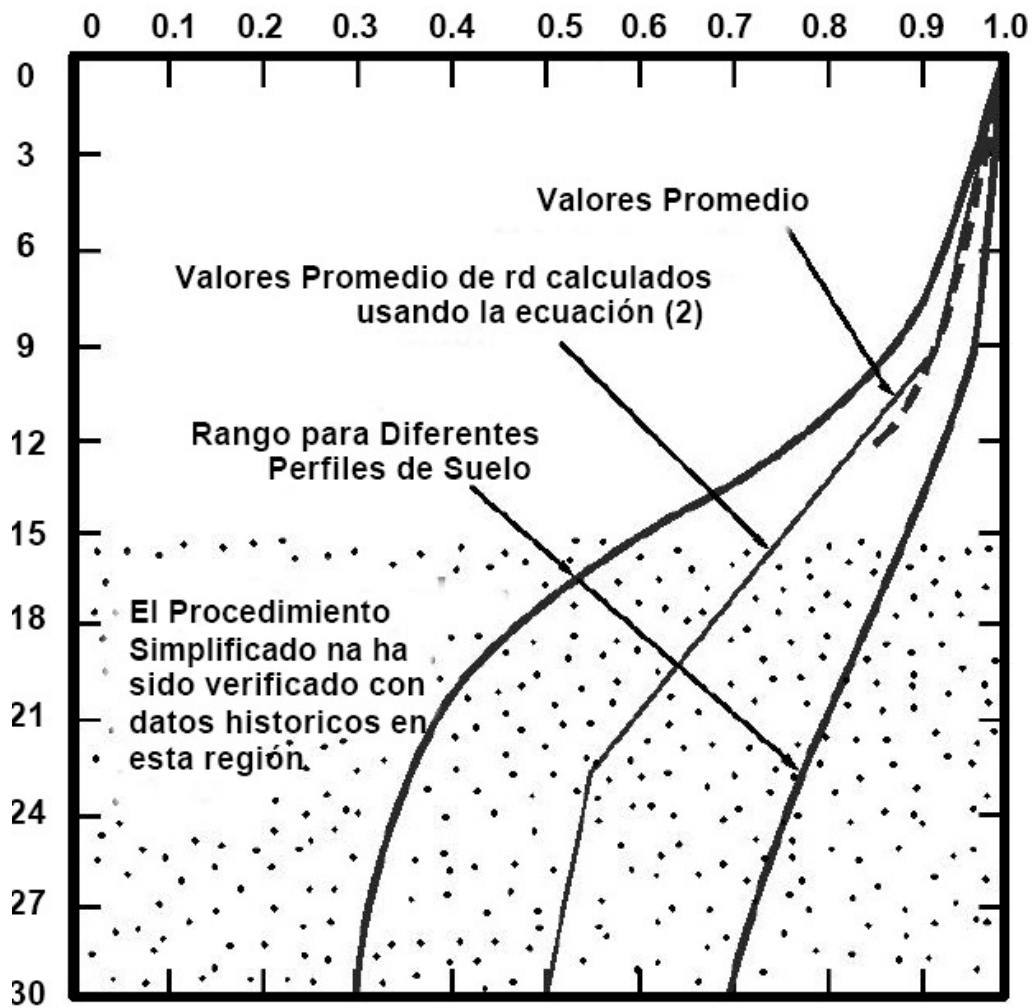
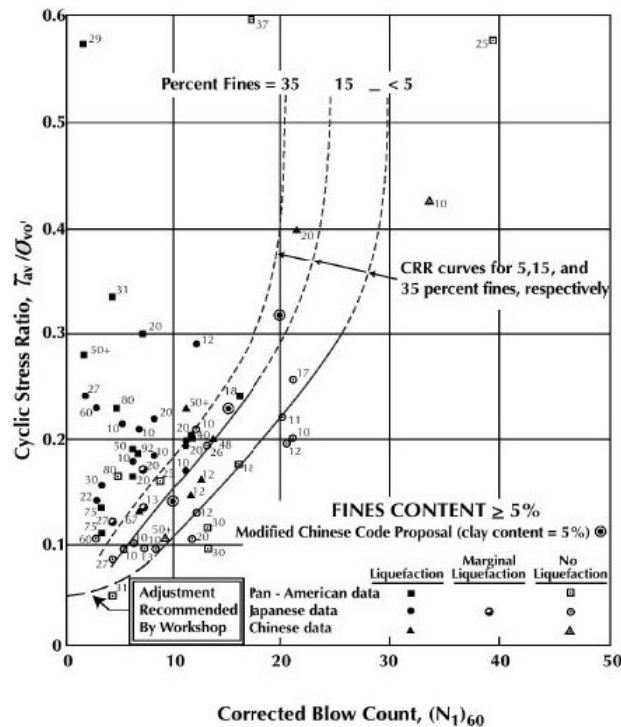


Figura 5. Factor r_d vs profundidad

Dadas las dificultades para obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos licuables, en la práctica se usan procedimientos in situ para evaluar la capacidad de los suelos arenosos para resistir la licuación: a) penetración estándar (SPT); b) penetración con cono (CPT); c) velocidad de ondas de corte (v_s); y d) penetración Becker en gravas (BPT). Para asegurar una adecuada definición de la estratigrafía y una evaluación consistente de la resistencia a la licuación, en cada sitio se debe llevar a cabo dos o más de los procedimientos indicados. Por varias ventajas, los procedimientos que más se llevan a cabo son el SPT y algunas veces las mediciones de V_s . Para determinar la resistencia a la licuación de los suelos arenosos, la relación CSR se compara con la relación CRR. Esta última se obtiene de correlaciones empíricas entre la relación de esfuerzos cíclicos demandados para causar licuación y los valores de N (SPT) normalizados por profundidad y energía de los golpes del martillo (valores de $(N_1)_{60}$).

Para determinar la resistencia a la licuación de los suelos arenosos, la relación CSR se compara con la relación CRR. Esta última se obtiene de correlaciones empíricas entre la relación de esfuerzos cíclicos requeridos para causar licuación y los valores de N (SPT) normalizados por profundidad y energía de los golpes del martillo (valores de $(N_1)_{60}$). En la **Figura x** se muestran las modificaciones que Youd e Idriss (1997) recomiendan para las curvas empíricas propuestas por Seed y otros (1985) para calcular la relación CRR, para valores bajos de $(N_1)_{60}$, en un sismo de magnitud de momento $M_w = 7.5$.

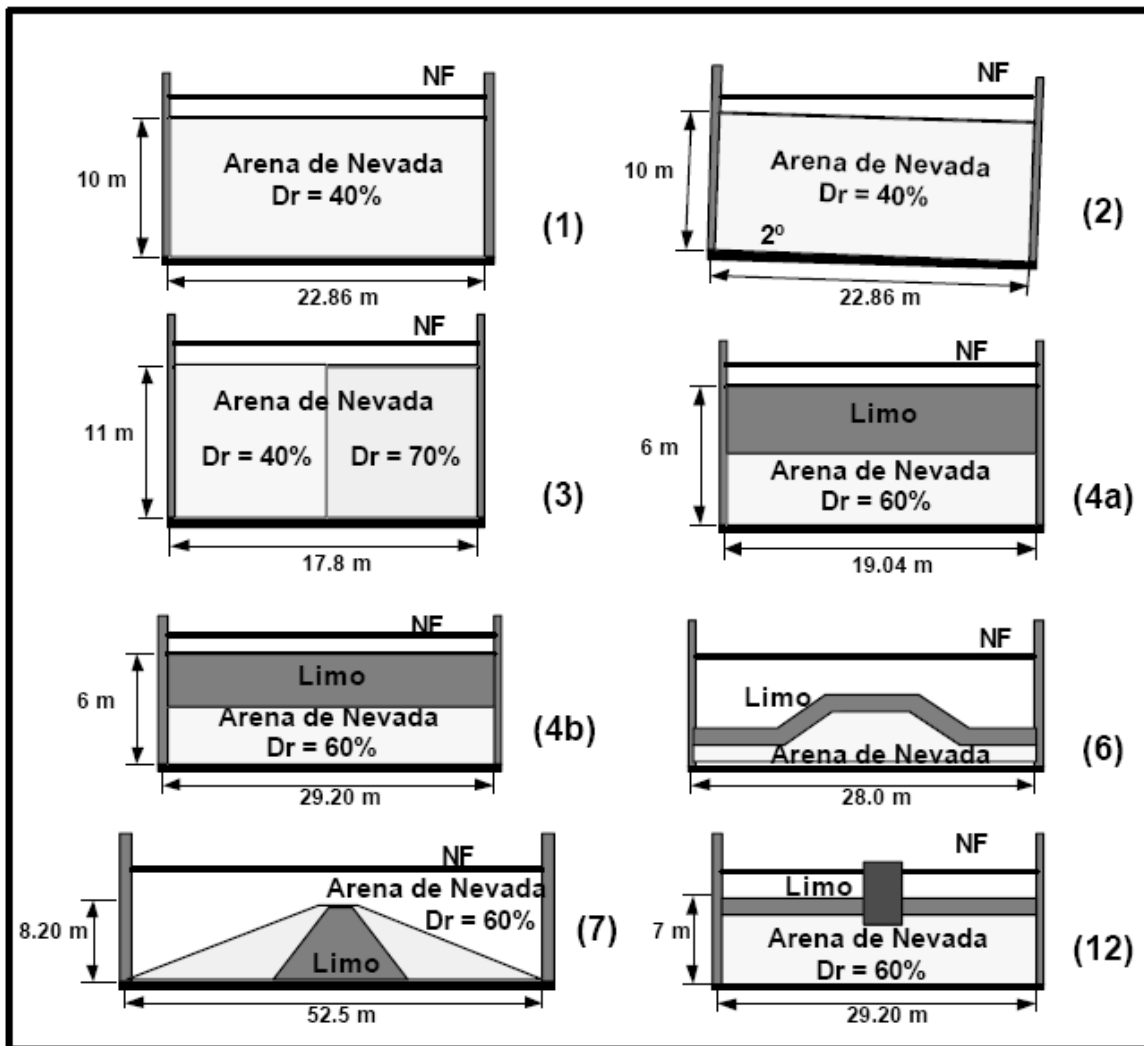


Curvas de la relación CRR para diferentes contenidos de finos y $M_w = 7.5$

▪ Métodos Analíticos

Basados en resultados de ensayos de laboratorio para determinar la resistencia a la licuación, o las propiedades del suelo usadas para predecir el proceso de la licuación, mediante programas de computador en condiciones de comportamiento lineal y no lineal. A causa de lo difícil que es obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos potencialmente licuables para evaluar sus propiedades dinámicas, los métodos analíticos generalmente se usan en proyectos especiales o en trabajos de investigación. Durante los últimos años se han realizado avances importantes en los métodos analíticos aplicados al proceso de la licuación. Este progreso ha sido posible gracias al aumento de los datos experimentales y a la información de campo recopilada durante diferentes eventos sísmicos. Entre los métodos analíticos, tenemos p.ej. el Proyecto **VELACS**.

El proyecto **VELACS** (Verificación del Análisis de Licuación por Estudios de Centrífuga), realizado en los Estados Unidos de Norteamérica en el año de 1993, permitió comprobar la confiabilidad de varios métodos analíticos, confrontando sus resultados con mediciones realizadas del exceso de presión de poros y la historia de aceleración y desplazamientos en diferentes puntos de los modelos ensayados en centrífugas (Figura x). Estos ensayos fueron realizados en cinco (5) laboratorios para minimizar el error humano y experimental, y siete (7) de los nueve (9) modelos fueron duplicados. Los modelos duplicados se realizaron bajo condiciones idénticas a las del experimento primario (el mismo tipo de equipo e idénticas especificaciones para la preparación de la muestra). Del análisis de la confiabilidad de los resultados obtenidos se concluyó: a) cuatro (4) de los siete experimentos duplicados suministraron resultados confiables del exceso de presión de poros; y b) los registros experimentales en términos de desplazamientos y aceleraciones son poco confiables si se comparan con los registros de presión de poros. Por estas razones, se decidió comparar solamente los registros experimentales de la presión de poros con las predicciones de los métodos analíticos.



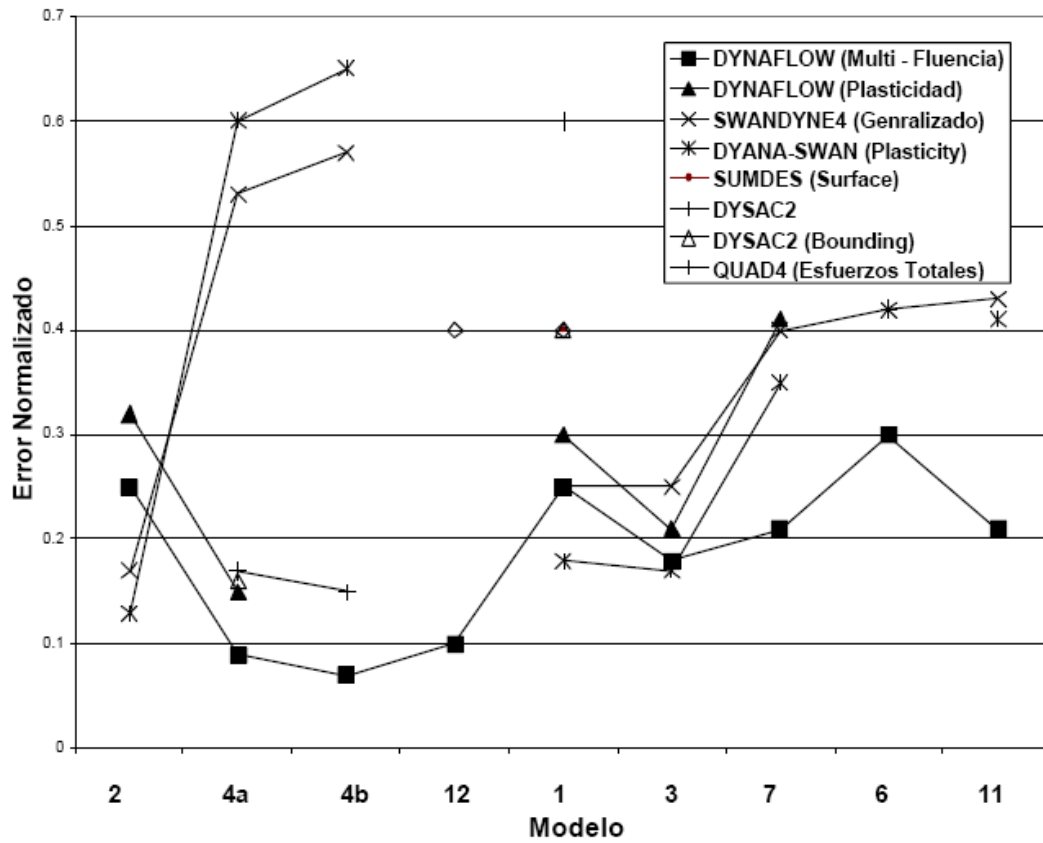
Modelos para Ensayos en Centrífuga del Proyecto VELACS.

De la consecución de estudios derivados del Proyecto VELAC, en modalidad analítica y experimental se logró las siguientes consideraciones:

a) Para calibrar modelos debe tenerse en cuenta la variabilidad de las propiedades dinámicas de los estratos geológicamente distintos, aunque constituidos de capas uniformes, afecta el comportamiento del suelo durante la licuación, el flujo del agua subterránea y los asentamientos.

b) Las consecuencias de la variabilidad espacial no son aún bien entendidas y su exploración requiere el uso de técnicas estocásticas para el análisis de los datos, debido a: 1) el alto grado de variabilidad exhibido por las propiedades del suelos (coeficientes de variación entre 20% y 60% respectivamente); y 2) el comportamiento fuertemente no lineal del suelo.

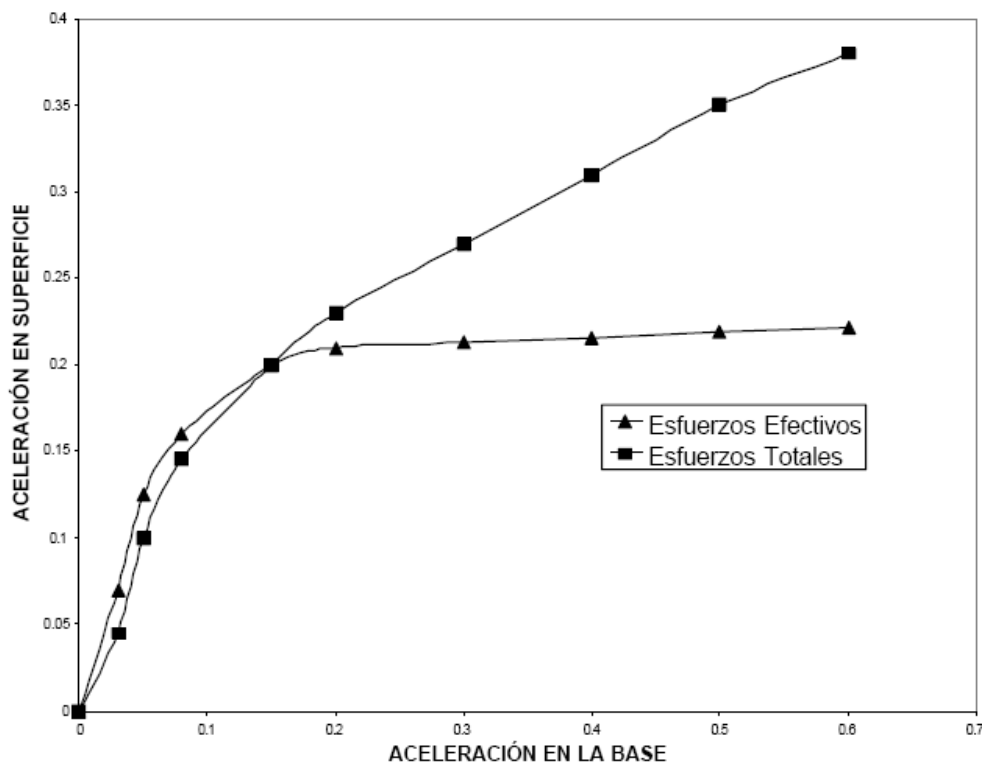
c) La variación aleatoria de las propiedades del suelo afectan el proceso de licuación, sobre todo, la extensión como la generación de la presión de poros, en depósitos sujetos a cargas sísmicas



Predicción del Exceso de Presión de Poros durante la Aplicación de Cargas Cíclicas.

Después de licuación del suelo por sismo de Loma Prieta en San Francisco (USA) para el año 1989 se derivan las siguientes consideraciones:

- a) La degradación de las propiedades del suelo es ocasionada por el incremento en la presión de poros significativos durante el movimiento sísmico.
- b) El análisis por esfuerzos efectivos o esfuerzos totales permite el cálculo de aceleraciones del terreno, importante, por su aplicación en la determinación de la susceptibilidad ante la licuación de un sitio específico. Hay que destacar que ello debe usarse con extremo cuidado, o preferiblemente no deberían usarse.
- c) Cuando se modela el comportamiento del perfil de suelos saturados ante diferentes niveles de aceleración del subsuelo, un procedimiento basado en esfuerzos efectivos da progresivamente aceleraciones superficiales menores comparadas con otro basado en esfuerzos totales (Figura x). La razón de dicho comportamiento es que para movimientos sucesivamente mayores la extensión de las capas licuables se incrementan, lo cual conduce a mayores amortiguamientos del movimiento superficial.



Relación entre aceleraciones de los materiales y esfuerzos resultantes.

Por otra parte, a la luz de los nuevos conocimientos, muchas de las evaluaciones del potencial de licuefacción de los suelos siguen por así expresarlo, un tercer enfoque basado en tensiones totales, que difiere de los métodos anteriores en la manera en que se determina la resistencia a la licuefacción (**Figura 47**), siendo representadas a través de relación entre tensiones de corte cíclico uniforme promedio que actúa sobre las superficie horizontales de la arenas y la tensión vertical efectiva inicial. Dicha relación se calcula a partir de modelo de Seed e Idriss (1971) explicado unas páginas más adelante.

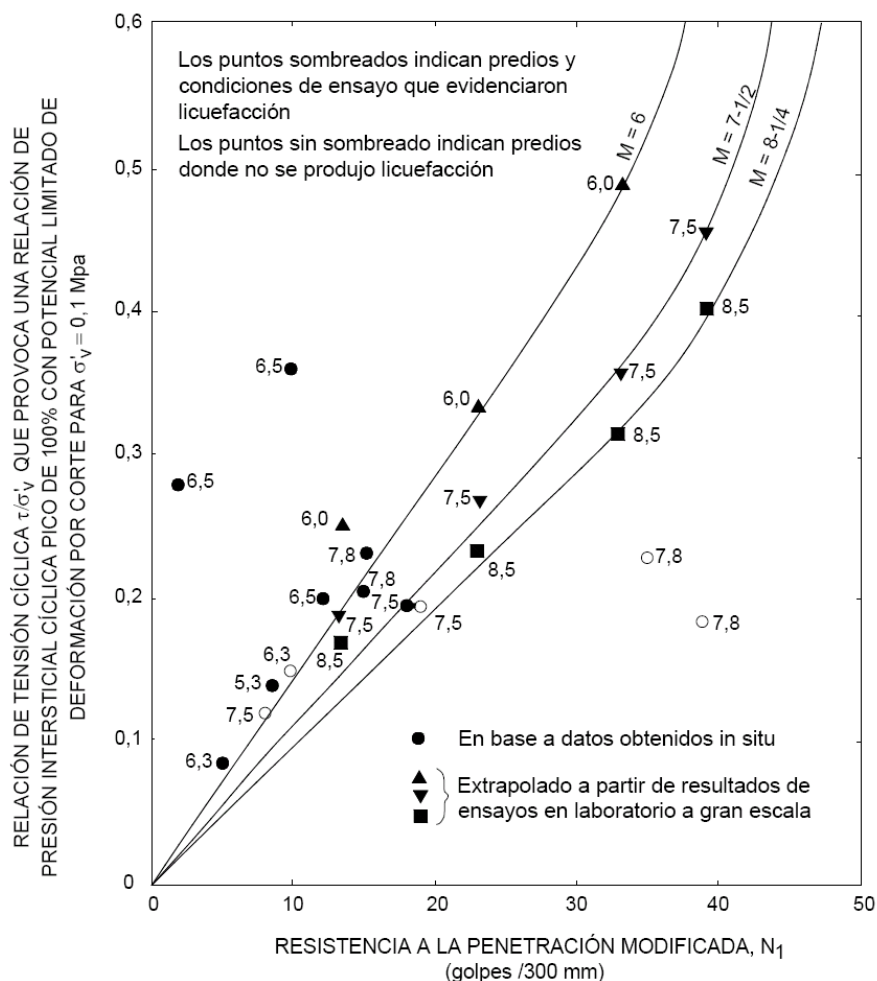


Figura 47. CORRELACIÓN ENTRE EL COMPORTAMIENTO DE LICUEFACCIÓN Y LA RESISTENCIA A LA PENETRACIÓN

Con todo lo antes dicho, es preciso mencionar que el enfoque analítico utilizado para evaluar el potencial de licuefacción también se basa en una comparación entre las resistencias a la licuefacción establecidas a partir de ensayos cíclicos en laboratorio realizados sobre muestras no alteradas y las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos.

En este enfoque tipo analítico hay que recordar que el desarrollo de curva de resistencia a la licuefacción a partir de resultados de ensayos en laboratorio solicita ajustar los datos para tomar en cuenta factores tales como tensiones cíclicas corregidas, la alteración de

las muestras, los efectos del envejecimiento, el historial de tensiones cíclicas in situ y la magnitud de las tensiones laterales in situ. Estos ajustes requieren un considerable grado de criterio profesional. Además, en muchos casos es imposible obtener muestras de arena no alteradas.

Una vez establecida una curva de resistencia a la licuefacción, si se utiliza un análisis en base a tensiones totales, el potencial de licuefacción se evalúa por comparación con

estimaciones de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos como se ilustra en la **Figura 48.**

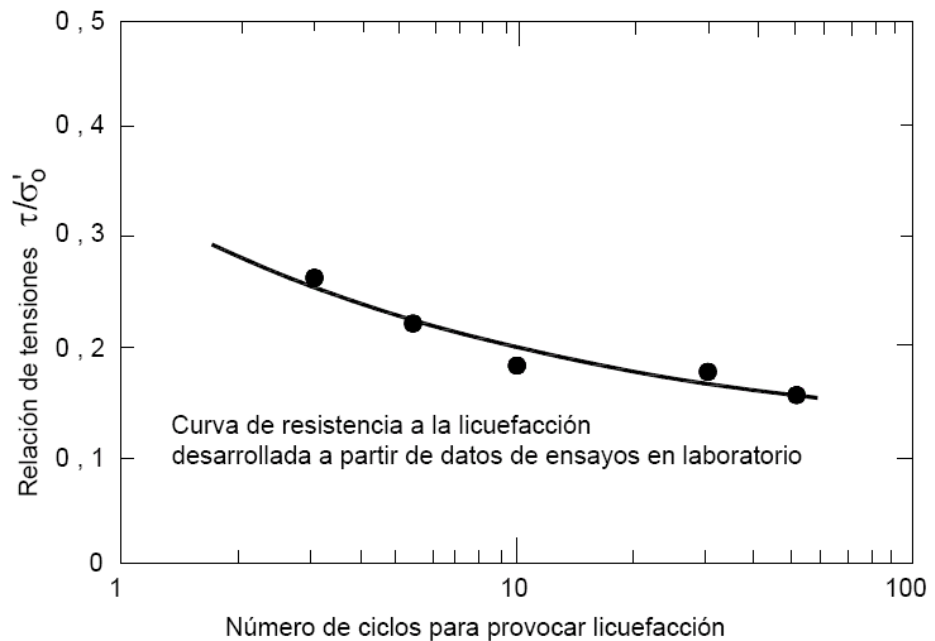


Figura 48. PRINCIPIOS DEL ENFOQUE ANALÍTICO (TENSIONES TOTALES) PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

Algunos autores como Kramer (1996), opinan que hay una serie de diferentes criterios para evaluar la susceptibilidad de licuación de un depósito de suelo. Estos son:

- **Criterios históricos.** Basado en observaciones de terremotos anteriores, en que se evidencien sitios licuables en el pasado y se espera que se produzca en el futuro.
- **Criterios geológicos.** Aquellos suelos saturados originados por la sedimentación en los ríos y lagos (fluviales o depósitos aluviales), la deposición de desechos o materiales erosionados (depósitos coluvio), o los depósitos formados por acción del viento (depósitos eólicos) pueden ser muy susceptibles de licuefacción.

Especialmente, suelos con partículas de tamaños de grano uniforme y depositados en estado sueltos con tendencia a densificarse al estar sujetos a terremotos. La tendencia de densificación conduce al aumento de la presión del agua de poro y la disminución de la fuerza.

- **Criterios de composición.** Está en función del tipo de suelo. Por ejemplo, suelos arcillosos, suelos especialmente sensibles capaces de presentar ablandamiento, siendo su comportamiento similar a de suelo licuado. O bien, aquellos suelos compuestos por partículas del mismo tamaño son más susceptibles a la licuefacción de los suelos con respecto a suelos con una amplia gama de tamaños de partículas. En un suelo con muchas partículas de diferentes tamaños, las pequeñas partículas tienden a llenar los huecos entre las partículas más grandes reduciendo así la tendencia de densificación y el desarrollo presión de poros cuando son sacudido. El proceso geológico produce partículas redondeadas, si el ángulo de fricción entre las partículas es mayor que entre las partículas redondeadas tenemos un depósito de suelo con partículas angulares es normalmente más fuerte y menos susceptible a la licuefacción.
- **Criterios Estado.** El primer "estado" de un suelo se define por su densidad y tensión efectiva al momento que se somete a una carga rápida. En un determinado nivel de esfuerzos eficaces y flexibles, los suelos son más susceptibles a la licuefacción de los suelos más densos. Para una determinada densidad, los suelos firmes son generalmente más susceptibles a la licuefacción de los suelos a bajas densidad

Hoy en día, muchos estudiosos en la materia, consideran que en suelos clasificados de manera uniforme es más susceptible a la licuefacción que un suelo bien clasificado, esto se debe a la tendencia a la reducción volumétrica del suelo bien clasificado, en que el exceso de la presión de poros facilita condiciones drenadas. Para la ocurrencia de la licuación de los suelos, particularmente, en aquellos suelos de grano fino para que licuen deben cumplir con ciertas condiciones granulométrica propuesta por Wang en el año 1979. Estas son:

- Porcentaje de finos de 0,005 mm <15%
- Límite líquido, LL <35%
- Natural contenido de agua > 0,9 LL
- Índice de liquidez <0,75
- Forma de las partículas redondeadas.

De igual manera, se señalan otros factores influyen que la susceptibilidad del suelo a la licuación aumente, entre estos la presión de confinamiento, la densidad relativa, y el esfuerzo cortante inicial, planteamiento corroborados por Castro, 1969; geotécnica Ingenieros, Inc, 1982; Kramer y Semillas, 1988.

6.1.- Métodos de Kishida (1969) y Ohsaki (1970)

Estas técnicas están basadas en el número de golpes suministrados al terreno mediante ensayos tipo SPT, cuyos resultados son empleados en el análisis de las condiciones de los suelos ante sollicitaciones sísmicas, capaces de generar la licuación del terreno, tal y como ocurrió en el año 1964 en la Ciudad de Niigata (Japón).

En la actualidad, entre los métodos de predicción usados para el estudios de la ingeniería de suelos están basados en resultados de ensayos de penetración, particularmente, SPT, debido a que son los que cuentan con las bases de datos más amplias y completas, proposición corroborada por **Henríquez (2007)**.

6.1.1- Métodos de Kishida (1969)

Una de estas técnicas fue propuesta en el año 1969 por el científico japonés Kishida, quién propuso que para la ocurrencia de licuación del suelo ante sismos de magnitud $M \geq 7$ es requerido el cumplimiento de las siguientes condiciones:

- a)- El nivel freático está cerca de la superficie
- b)- Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones:

$$2 \text{ mm} > D_{50} > 0,074 \text{ mm.}$$

$$C_u < 10$$

Siendo D_{60} y D_{10} los tamaños efectivos que dejan pasar, respectivamente, el 60 y el 10 % en peso, de las partículas.

- c)- El espesor del estrato de suelo no licuable, arriba del licuable, es menor que 8 m
- d)- La relación entre el espesor del estrato no licuable y el licuable, es menor que
- e)- La presión efectiva de confinamiento ($\sigma'c$) es menor que 2 Kg/cm²
- f)- La compacidad relativa (Cr) es menor que el 75 %.
- g)- Para la profundidad considerada, el número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT), es menor que el valor límite dado por la **Figura 49**.

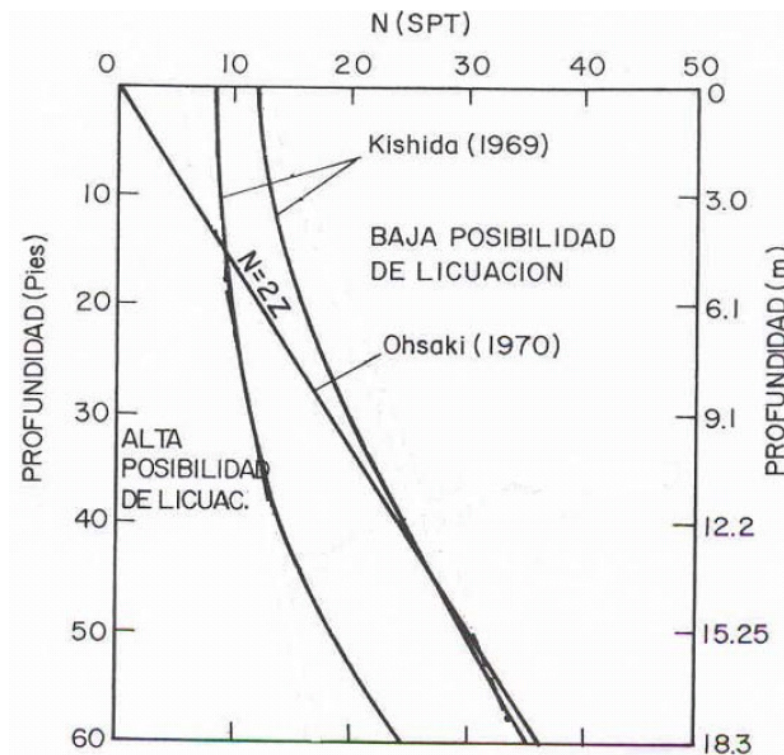


Figura 49. RELACIÓN ENTRE LA POTENCIAL DE LICUACIÓN Y LOS VALORES DE NSPT PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES Z (M).

Fuente: Henríquez (2007)

6.1.2.- Métodos de Ohsaki (1970)

Unos meses más tarde, resultante de estudios independiente, fue propuesta la metodología de Ohsaki, quién consideraba que los suelos se licuan bajo las siguientes condiciones:

a)- El nivel freático está cerca de la superficie.

b)- Las características granulométricas satisfacen las siguientes relaciones:

$$2 \text{ mm} < D_{60} < 0,2 \text{ mm}$$

$$D_{10} < 0,1 \text{ mm}$$

Siendo D_{60} y D_{10} los tamaños efectivos que dejan pasar, respectivamente, el 60 y el 10 % en peso, de las partículas.

c)- El número de golpes en la prueba de penetración estándar (NSPT) es menor que dos veces la profundidad z expresada en metros.

6.2.- Método de Seed et.al. (1983)

Una de las numerosas relaciones matemáticas resultante de reiterados ensayos de campo conocida fue propuesta por el científico Seed en el año 1983. Hoy día, esta expresión numérica es muy usada para averiguar las condiciones físicas del subsuelo. Este algoritmo está dado por el siguiente modelo cuantitativo:

$$V_s \text{ (m/seg)} = 56 (N)^{1/2}$$

Donde:

V_s : Velocidad de propagación de ondas de corte

N : Número de golpes suministrados al terreno evaluado.

La Ilustración (**Figura 50**), presenta relación no lineal entre las V_s , ubicadas en el eje horizontal de las abscisas versus los valores de la relación de esfuerzos cíclicos que producen licuación, ubicados en el eje vertical de las ordenadas.

De acuerdo con **Henríquez, C. (2007)**, en los 15 m superiores de un depósito de suelo potencialmente licuable, $\sigma'v$ se mantiene menor que 1,9 Kg./cm² y para presiones menores que dicho valor, C_N oscila entre 0,7 y 1,3. Entiéndase por:

C_N : Factor de Corrección, que tiene por expresión, $C_N = 1 - 1,25 \log \sigma'v/\sigma'v1$; en la cual $\sigma'v1 = 1 \text{ Kg/cm}^2$. De estas variables se obtendrán:

N_1 (Número de golpes corregidos) = $C_N \cdot NSPT$; N_1 = Valor de NSPT normalizado, es decir, valor que tendría N bajo una presión efectiva de sobrecarga de 1 Kg/cm^2

Henríquez, C. (2007), opina que aún para sismos con $M = 8,5$, no se producirá licuación si la V_s , en los 15 m superiores, supera los 350 m/seg. Esto coincide con lo establecido en otras investigaciones, según las cuales las arenas del Holoceno, con valores típicos de V_s entre 200 y 225 m/seg, son más susceptibles de licuarse que las del Pleistoceno, con V_s mayor que 325 a 350 m/seg. **(Figura 50)**

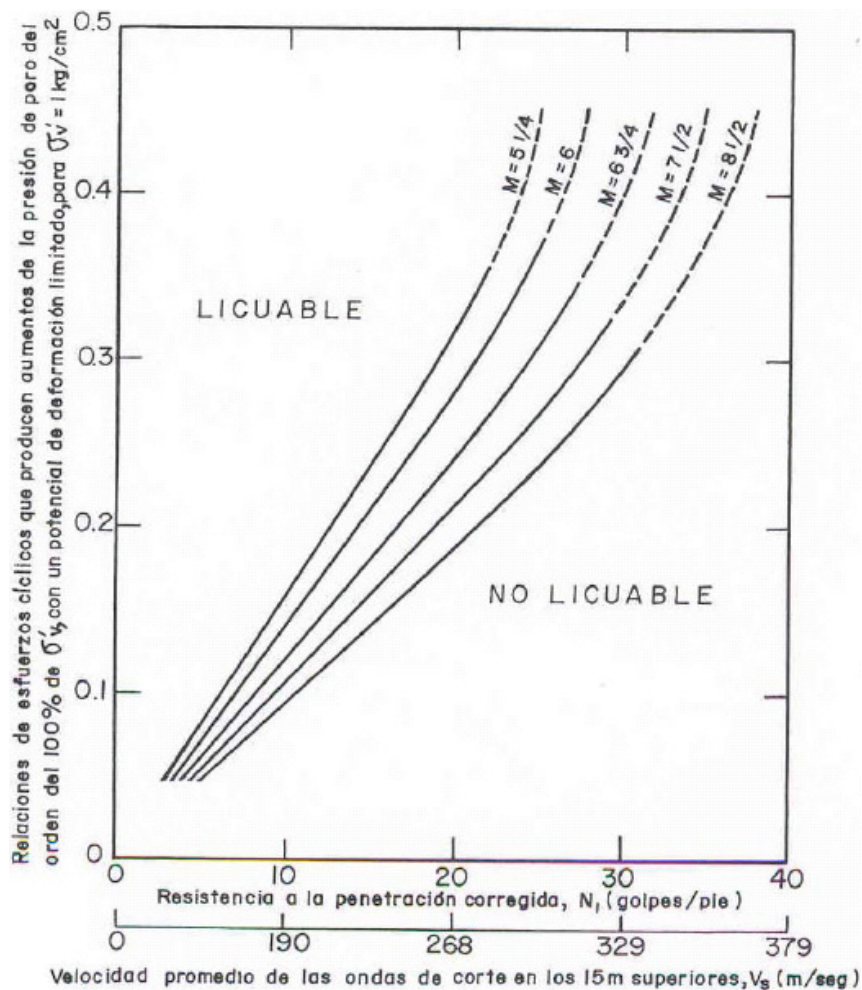


Figura 50. RELACIÓN DE ESFUERZOS CÍCLICOS QUE CAUSAN LA LICUACIÓN EN FUNCIÓN DE $(N_1)_{60}$ Y DE V_s PARA SISMOS DE MAGNITUDES DIFERENTES. Fuente: Henríquez (2007)

Por su parte, especialistas ingeniero sísmico, deducen que la Resistencia a la Licuefacción incrementa con el aumento de la densidad del suelo, por consecuencia,

otros parámetros también aumentan. Por ello, científicos destacados como **Youd et. al (2001)**, **Semillas et al. (1985)** y **otros**, han elaborado a partir de datos obtenidos en campo a través de ensayos SPT gráficas (**Figura xxx**) sobre la relación entre dos parámetros físicos que participan en la licuación de los suelos, estos son el **Coefficiente de Resistencia Cíclica** (CRR, siglas en inglés) y $(N_1)_{60}$, es decir el número de golpes suministrado al terreno, representado también por la letra N. Dicha gráfica fueron preparada para sismos de magnitud 7.5° Richter para contenido de finos < 5%. Esto puede ser determinado por el siguiente modelo matemático:

$$CRR = \frac{1}{34 - N} + \frac{N}{13.5} + \frac{50}{[10N + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Donde $N = (N_1)_{60}$, y está limitado para valores menores que 30

Hay que mencionar, que los datos SPT obtenidos son lo suficientemente representativos de la variabilidad de las facies granulométricas, y sus valores están debidamente normalizados. Este planteamiento es compartido por especialista en la materia (Seed, 1976; Seed et al., 1985; Tokimatsu, 1988; y Cestari, 1990) y varias consultoras privadas encargadas de la caracterización geotécnica y geo-ambiental in situ tal como Igeotest, S.L., Figueres, Girona (www.igeotest.com). Considerando, también, que la licuefacción un suelo granular saturado sobreviene como resultado de un rápido incremento de la presión intersticial, derivado de la acción de un esfuerzo cíclico de las ondas sísmicas. La presión del fluido que ocupa los poros puede alcanzar un valor tal que anule la presión efectiva del suelo, que pasa a comportarse como un fluido.

El potencial de licuefacción depende de la relación entre el esfuerzo de corte cíclico medio que actúa sobre planos horizontales del suelo durante la carga sísmica y los esfuerzos efectivos verticales que actúan sobre el suelo antes de dicha carga. El índice utilizado para determinar la resistencia a la licuefacción de un terreno CSR (Cyclic Stress Ratio) fue definido por Seed en el año 1976.

A su vez, otro de los parámetros valiosos en el análisis del comportamiento de los suelos licuable que confirma la intensidad del movimiento sísmico en función del Coeficiente de Esfuerzo Cíclico (CSR, siglas en inglés) efectivo promedio. Algunos

especialistas como Seed and Idriss (1971) indican la siguiente expresión numérica, y gráfica (**Figura 51**) para CRS:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} : \quad \begin{array}{l} \text{(Amplitud del esfuerzo cortante equivalente)} \\ \text{(Tensión efectiva de sobrecarga)} \end{array}$$

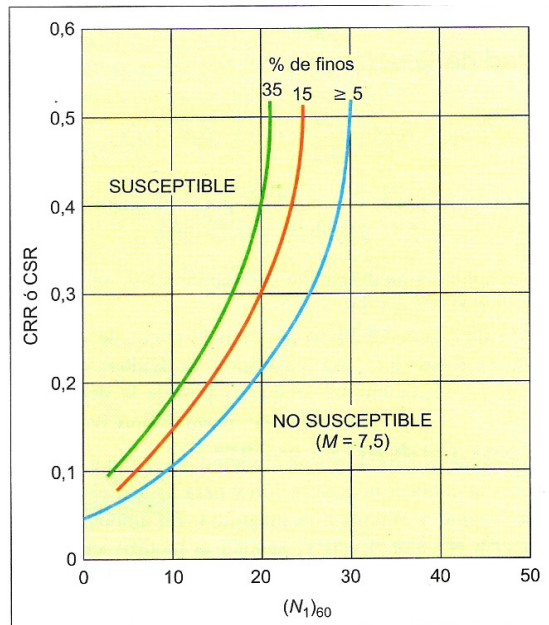


Figura 51. SUSCEPTIBILIDAD DE LICUEFACI3N EN FUNCI3N DEL SPT, $(N_1)_{60}$ PARA UN TERREMOTO DE MAGNITUD 7,5.

Fuente: Vallejos, I. (2002)

En la **Figura 51** se muestra la relación entre CRR ó CSR y el valor $(N_1)_{60}$ indicando el límite entre los suelos susceptibles y los no susceptibles de licuefacción para un terremoto de magnitud 7,5 y distintos porcentajes de finos.

Actualmente, se dispone de otros modelos gráficos para la identificación de suelos licuables. Para ello, las velocidades de ondas de corte constituyen una herramienta importante para la realización de esta labor, tal y como se simplifica en la **Figura 52**.

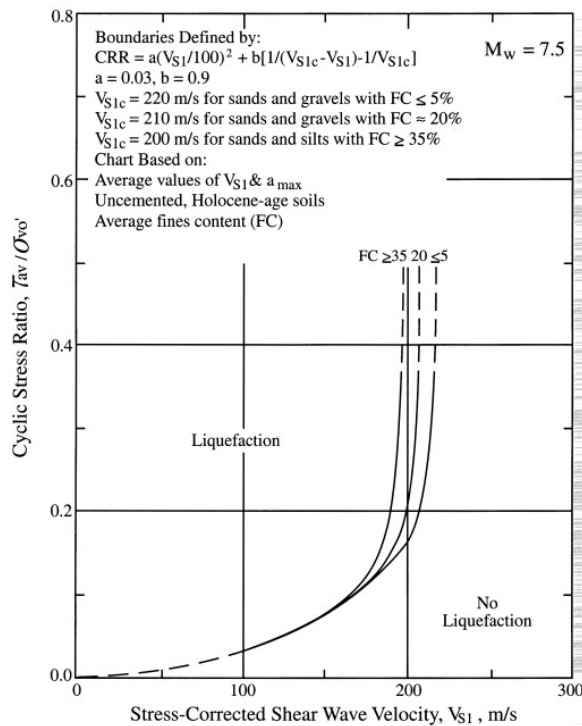


Figura 52. CRITERIO DE LICUEFACCIÓN BASADO EN VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE PARA ARENAS SUeltas DEL HOLOCENO

También, el Coeficiente de Esfuerzo Cíclico se expresa de la manera siguiente:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,011 * (N_1)_{60}$$

Para $(N_1)_{60}$ menores de 20 golpes de la prueba de penetración estándar corregido.

Según **Kayen, R. et al.**, en su estudios *Global Shear Wave Velocity Database for Probabilistic Assessment of the Initiation of Seismic-Soil Liquefaction*, consideran la evaluación de la licuación del suelo a partir de la velocidad de onda de corte generada por sismos apoyado del método probabilístico Bayesiano, y de valores CRR, tal como se ilustra en la **Figura 53**.

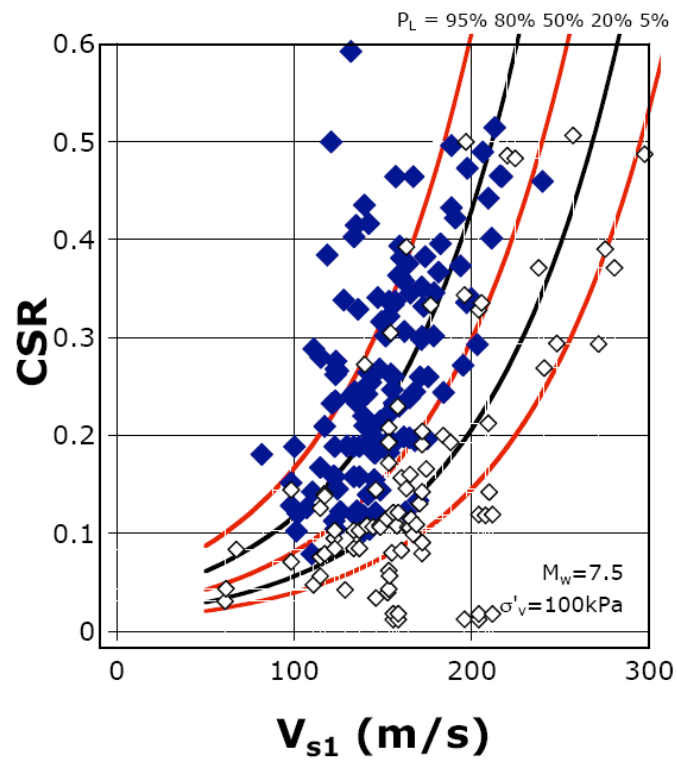


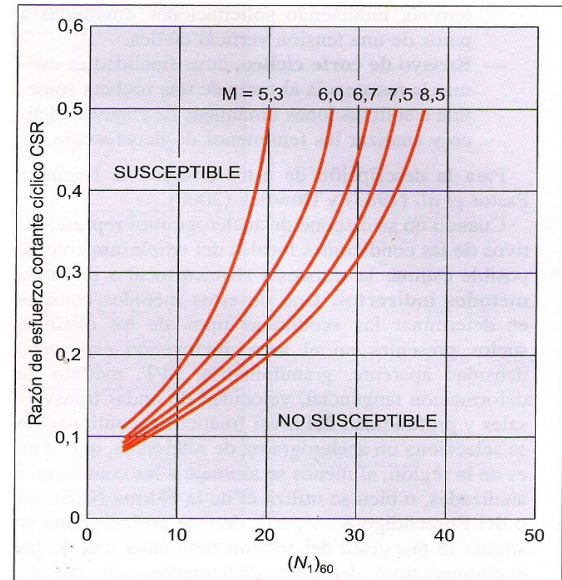
Figura 54. LICUEFACCIÓN PROBABILÍSTICA PRELIMINAR PARA EL 60% DE DATOS V_s GLOBALES PROCESADOS. P_L ES LA PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE LA LICUEFACCIÓN

Fuente: Kayen, R. et al (2004)

Vallejos (2002), opina que a partir de datos experimentales se puede estimar si el suelo es susceptible de licuefacción. Calculando el valor de CSR para un valor $(N_1)_{60}$, en la **Figura 55** se indica si es posible la licuefacción para varias magnitudes de terremotos.

Figura 55. SUSCEPTIBILIDAD DE LICUEFACCIÓN DE UN SUELO EN FUNCIÓN DE $(N_1)_{60}$ Y LA RAZON DEL ESFUERZO CORTANTE CICLICO CSR PARA DISTINTAS MAGNITUDES.

Fuente: Vallejos, L. (2002)



Una vez conocidos los valores numéricos de CRR y CSR, se expresa el potencial de licuefacción de un suelo sujeto a un terremoto en función de un factor de seguridad específico. El factor de seguridad constituye la relación de coeficientes de capacidad dinámica contra demanda sísmica, la cual está dada por la siguiente expresión cuantitativa:

$$FS = CRR/CSR$$

Condición ineludible: Si $FS < 1$ significa licuefacción inicial realizable

Según Américo L. Fernández y Alan R. Crumley en su investigación **Estudio del Riesgo de Licuación para la Represa de Río Blanco: Comparación entre Metodologías existentes**, los valores de FS menores que uno (1) identifican estratos licuables tal como se ilustra en la **Figura 56**

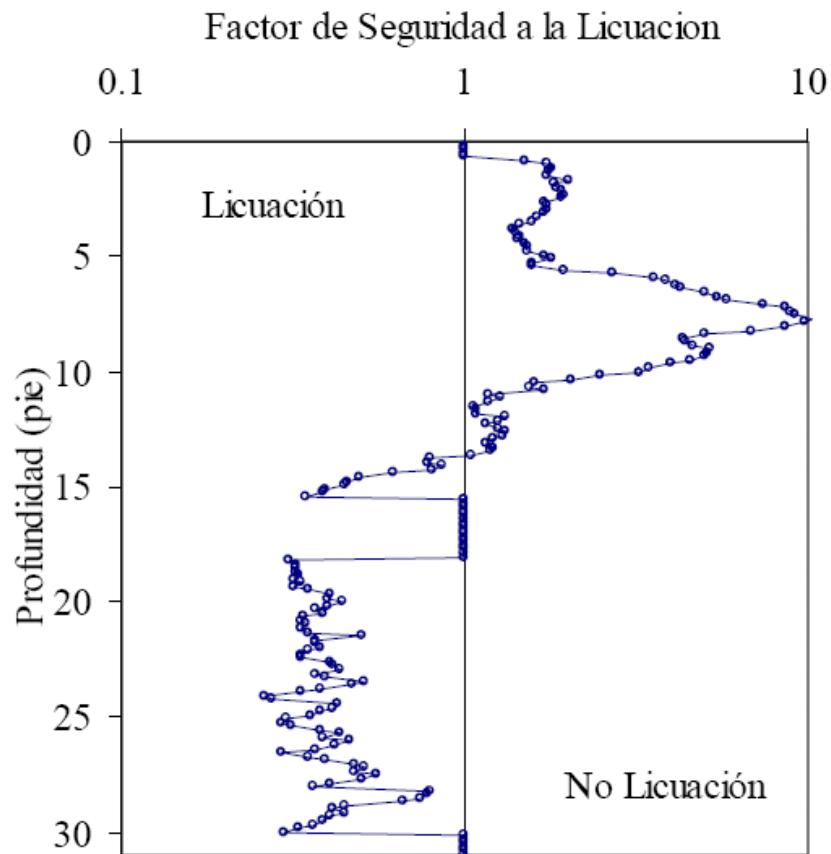


Figura 56. DEFINICIÓN DE ESPESORES DE LOS SUB-ESTRATOS LICUABLES. Fuente: Fernández, A. et. al.

De igual manera, algunas empresas geotécnicas con sede en Serrai (Grecia) como **GeoLogismiki** (Geotechnical Engineering Software, www.geologismiki.gr) consideran que el análisis de la licuefacción del suelo está enmarcado en la relación entre el CSR y la velocidad de onda de corte cuantificada tal como se ilustra en la **Figura 57**.

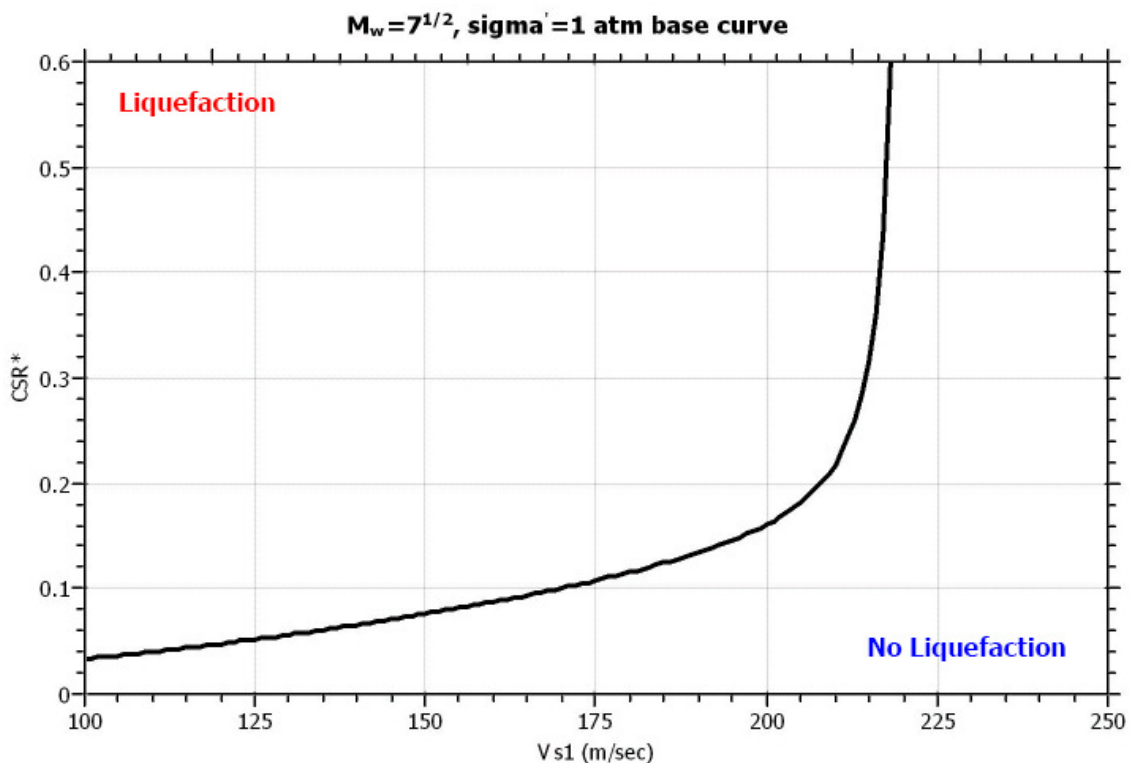


Figura 57. CURVA DE CSR PARA SISMO CON MAGNITUD DE 7,5° RITCHER

Fuente: www.geologismiki.gr

De acuerdo con **Rennat, E. et. al. (1997)**, dicen que la licuefacción se producirá en todas los limos, arenas, y gravas saturados que tengan valores correctos $(N1)_{60}$ menores de 20 en las determinaciones de la Prueba Estándar de Penetración (PEP) efectuada cuidadosamente siguiendo procedimientos propuestos por Seed et. al., en el año 1985. Por ejemplo, Perú.

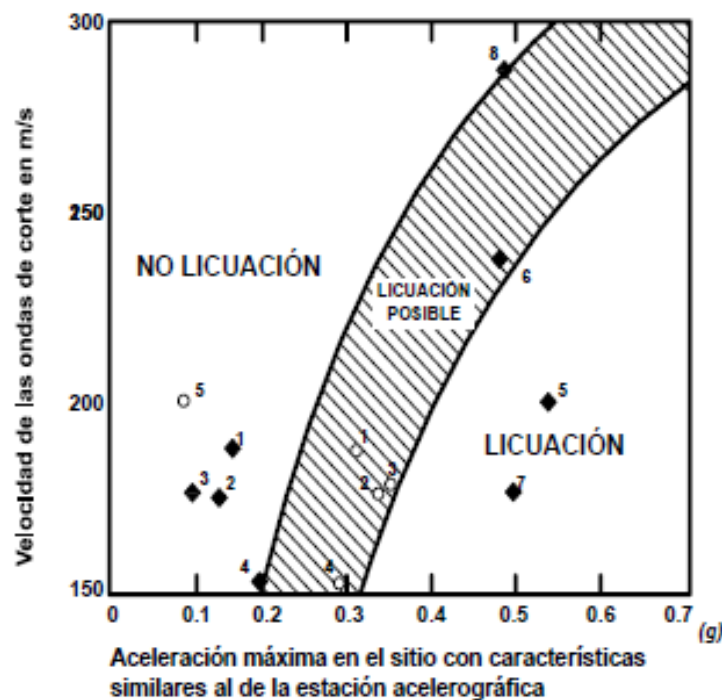
Esta misma fuente, opinan que aquellos materiales sueltos, saturados con partículas del tamaño de arena están sujetos a una pérdida repentina de resistencia al corte, o licuefacción, cuando están expuestos a un evento sísmico. El peligro de licuefacción está controlado por:

- La **densidad del material** – a menor densidad, más fácilmente se producirá la licuefacción.
- La **presión de confinamiento** que actúa en el material – a menor presión de confinamiento, se producirá más fácilmente la licuefacción.

- La **magnitud del esfuerzo o deformación cíclicos** – a mayor esfuerzo o deformación, se requerirá menor número de ciclos para inducir la licuefacción.
- El **número de ciclos de esfuerzo** a los cuales está sujeto el material – a mayor número de ciclos mayor posibilidad que se produzca la licuefacción.

Rennat, E. et. al. (1997), expresan que los últimos dos factores son una función del evento sísmico y están más allá del control del diseñador. Sin embargo, se puede controlar la densidad, saturación, y presiones de confinamiento y se puede reducir la amenaza de licuefacción, compactando el material durante o después de la construcción, y otros. **Estos autores** comparten el criterio manifestado por **NCR (1985)** con relación que los materiales compactados a una densidad relativa de 60% o más no se licuarán

García Nuñez (2,007), sugiere una gráfica que compara las aceleraciones máximas que pueden experimentarse en la superficie del terreno antes de la licuación, a_{max} con los valores de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , definiendo fronteras entre las arenas que han sufrido licuación en algunos sitios del Imperial Valley, California, durante algunos temblores registrados en 1988 tal como se ilustra en la figura que sigue.



Correlación entre la velocidad de ondas de corte y la aceleración máxima del terreno, antes de la licuación. Fuente: García Nuñez (2,007) retomado de Holzer et al., 1988

Por su parte, Susana López Querol (MariaSusana.Lopez@uclm.es) del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Castilla-La Mancha (Ciudad Real, España), considera dos leyes constitutivas específicas que tratan el tema de licuefacción del suelo apoyado de un código propio desarrollado en elementos finitos. Estos se explican a continuación (Comunicación telemática, fecha del 08/04/2009):

- **Modelo López-Querol & Blázquez o Modelo Endocrónico:**

Conocido por el nombre **Modelo de Licuefacción y Movilidad Cíclica** para suelos granular medio. Este modelo fue dado a conocer a la comunidad científica en el año 2,006

Esta basado en la representación del proceso físico de la licuefacción, a diferencia de los demás modelos constitutivos existentes, que se basan en teorías clásicas de plasticidad.

Como regla general, los suelos granulares más sueltos son más licuables que los más densos, ya que mientras los primeros tienden a contraer su volumen por efecto de las vibraciones, los segundos tienden a dilatar. Por ello, densificar un suelo disminuye su potencial de licuefacción.

En el modelo la distribución de presiones en el ensayo no es homogénea al realizar ensayos analíticos. Sin embargo, si se registran los valores de presiones en las zonas centrales de las probetas, los resultados suelen ser bastante satisfactorios. El más homogéneo de todos los ensayos es el triaxial: por eso, entre otras cosas, es el más usado y fiable. Aún en este ensayo, es recomendable medir las presiones en la zona central de la probeta, así como las deformaciones internas de cada muestra en la misma zona.

- **Modelo Pastor et al**

Conocido por el nombre **Ley de Plasticidad Generalizada** de los Suelos, dado a conocer a la comunidad científica en el año 1,990

Este modelo representa muchas ventajas en cuanto a la aplicación numérica. La ventaja fundamental de este modelo es que no necesita la definición analítica de las superficies de fluencia y potencial plástico, por lo que las operaciones de cálculo son muy sencillas.

Además, es un modelo de plasticidad no asociada, lo que lo hace más general que la mayor parte de los modelos clásicos, y más real, especialmente para las arenas.

Por otro lado, este modelo permite obtener deformaciones de carácter plástico desde los primeros instantes de la carga, a diferencia de los modelos clásicos, en los que se obtienen deformaciones plásticas cuando la trayectoria de tensiones alcanza la superficie de fluencia. Este comportamiento es mucho más real.

Este modelo se calibra en base a resultados experimentales con triaxial dinámico. El modelo es más eficiente desde el punto de vista numérico que el López-querol & Blázquez, pero es menos correcto desde el punto de vista de su significado físico.

Este modelo está constituido de varios parámetros físicos, entre ellos, se destaca el parámetro H , que tiene por condicionante los siguiente: Si H no es el adecuado, las deformaciones plásticas no estarán bien calculadas.

El Modelo de Plasticidad Generalizada, es una ley calibrada con ensayo triaxial dinámico. Según López Querol (Comunicación telemática, fecha del 08/04/2009), opinan que todo ensayo dinámico en laboratorio sería válido para emplear esta ley, puesto que es general y generalizada a tres dimensiones. Para ello, habría que emplear los invariantes de los tensiones de tensiones correspondientes a cada tipo de ensayo, para realizar la transformación correspondiente al mismo.

Según García Nuñez (2,007), en comparación con la plasticidad clásica, la teoría de la plasticidad generalizada permite una mayor libertad para especificar los mecanismos

que gobiernan el comportamiento del modelo. Esta característica permite reproducir comportamientos que no pueden tratarse con modelos de plasticidad clásica como son la ocurrencia de deformaciones plásticas en descarga, fenómenos de histéresis bajo carga cíclica, licuación y movilidad cíclica.

García Nuñez (2,007), opina que la ventaja señalada en el primer punto proviene de formular el modelo sin basarse en un mecanismo rígido como es la superficie de fluencia y su condición de consistencia. Esto tiene como principal desventaja que algunos parámetros del modelo no tengan ningún significado físico, por lo que es necesario investigar más sobre este punto.

Esta fuente, considera que los parámetros del modelo no están vinculados a la densidad del material, lo cual implica que la misma arena a densidades iniciales diferentes es considerada como otro material, con otro conjunto de parámetros. El **modelo de Pastor-Zienkiewicz** tiene una gran capacidad para reproducir comportamientos característicos de materiales granulares en condiciones drenadas y no drenadas, tanto bajo carga monotónica como cíclica.

García Nuñez (2,007) dice que el principal inconveniente del modelo se presenta en el momento de realizar predicciones lo cual parece estar vinculado a que algunos de los parámetros no se pueden obtener directamente de ensayos y no tienen un claro significado físico, utilizando para ello el procedimiento de prueba y error para su obtención. Este sistema permite excelentes ajustes pero no muy buenas predicciones. Por otra parte posee la ventaja de no tener que definirse una superficie de fluencia y no tener que verificarse la condición de consistencia siendo computacionalmente eficiente al implementarse en un programa de elementos finitos.

Los modelos propuestos solicitan contar con ensayos cíclicos no drenados para su desarrollo.

De acuerdo con López Querol (Comunicación telemática, fecha del 06/04/2009), los parámetros físicos específicos vienen determinados por la ley constitutiva a emplear, y esta ley o leyes constitutivas, en el tiempo, y sometiendo el suelo a un registro sísmico concreto, determinan la deformación volumétrica del suelo, y en consecuencia, la

evolución de presión intersticial, y por tanto, el potencial de licuefacción. Desafortunadamente, los parámetros de las leyes constitutivas raramente tienen un significado físico, sino que requieren calibración en base a ensayos dinámicos no drenados (corte dinámico, triaxial dinámico). En definitiva: dado un suelo, se le realizan ensayos dinámicos no drenados, se calibra la ley constitutiva (p. ej., modelo endocrónico, plasticidad generalizada, USBSAND...), se introducen los parámetros en un modelo numérico que reproduzca la geología y condiciones iniciales del emplazamiento a estudiar, se aplica como solicitación un registro sísmico - a ser posible, tomado en el mismo emplazamiento -, y finalmente se obtiene el potencial de licuefacción en los diversos puntos de la geometría del suelo.

López Querol (Comunicación telemática, fecha del 06/04/2009), opina que para conocer el potencial de licuefacción de un depósito de suelo sometido a acciones sísmicas, lo que obtendrá de un modelo numérico con este fin será la evolución de la presión intersticial en los puntos del depósito. Cuanto más se aproxime esta presión intersticial a la presión efectiva inicial, mayor será el potencial de licuefacción. El incremento de presión intersticial, y por tanto, disminución de tensión efectiva, está relacionada con la pérdida de resistencia del suelo, ya que los módulos elástico y plástico están relacionados con esta tensión, según la mayor parte de los modelos constitutivos específicos para licuefacción que existen.

De los códigos comerciales más indicados para el estudio de la licuefacción, yo destacaré FLAC, ya que permite incorporar alguna ley constitutiva específica con este fin (en concreto, UBCSAND, de la University of British Columbia). Existen sin embargo códigos de investigación en multitud de universidades, como por ejemplo, el que empleamos nosotros, y que en principio, podríamos poner a su disposición, si bien ya le adelanto que para que nuestro código aporte resultados relevantes, es necesario contar con datos de laboratorio que permitan la calibración de los modelos.

De acuerdo con López Querol (Comunicación telemática, fecha 06/04/09), los códigos comerciales más indicados para el estudio de la licuefacción, se destaca FLAC, ya que permite incorporar alguna ley constitutiva específica con este fin (en concreto, UBCSAND, de la University of British Columbia). Existen sin embargo códigos de investigación en multitud de universidades, como por ejemplo, el que empleamos

nosotros, y que en principio, podríamos poner a su disposición, si bien ya le adelanto que para que nuestro código aporte resultados relevantes, es necesario contar con datos de laboratorio que permitan la calibración de los modelos.

A su vez, en lo que refiere al empleo de registros sísmico para el estudio de la licuefacción del suelo, López Querol (Comunicación telemática, fecha 06/04/09), opina que los registros sísmicos de alguna constituyen el resumen geológico de cada emplazamiento. Por ello, si no cuentan con registros propios de la zona de estudio, han de buscar registros de lugares con geologías similares y los mismos mecanismos de ruptura (falla profunda o somera, suelos blandos o duros, afloramientos rocosos).

Según **López Querol** (Comunicación telemática, fecha del 08/04/2009), el modelo Pastor et. al. es más eficiente desde el punto de vista numérico que el López-querol & Blázquez, pero es menos correcto desde el punto de vista de su significado físico.

López Querol (Comunicación telemática, fecha del 13/04/2009), opina que el planteamiento del modelo López-Querol & Blázquez está basado en el proceso físico que origina el fenómeno de la licuefacción de arenas, mientras que Pastor et al. está basado en teoría de plasticidad de materiales. Este modelo tiene unos parámetros que carecen de significado físico, aunque ajustan muy bien el comportamiento del suelo. El modelo endocrónico o López-Querol & Blázquez, es más lento y normalmente requiere más iteraciones para llegar a la convergencia. Por eso es menos eficiente.

6.3. Modelo Constitutivo para el Comportamiento Ciclico

García Nuñez (2,007), considera que existen en la actualidad una gran variedad de modelos, que han sido propuestos recientemente para caracterizar las propiedades tensión - deformación de los suelos. Todos estos modelos presentan ciertas ventajas y limitaciones que los orientan a aplicaciones particulares. Es por esto, que la ley de Hooke ha sido utilizada sucesivamente en mecánica de suelos para describir las propiedades generales de los suelos en condiciones de carga lejos de rotura, mientras que la ley de Mohr-Coulomb, da una buena predicción del comportamiento del suelo en condiciones cercanas a la resistencia última. Esto se debe a que el flujo plástico para este nivel de cargas últimas domina el comportamiento, mientras que las propiedades elásticas son relativamente de menor importancia.

Según Nuñez (2,007), el criterio para evaluar un modelo deber ser siempre el de considerar el balance entre los requerimientos de rigor desde el punto de vista de la mecánica del continuo, los requerimientos reales de representar las propiedades del suelo desde el punto de vista experimental, así como los requerimientos de simplicidad en la aplicación desde el punto de vista computacional.

6.3.1. Perspectiva histórica

Nuñez (2,007), opina que dentro de estos modelos, se caracterizan por su carácter histórico y pionero, los trabajos de:

- Drucker y Prager (1952), quienes intentaron modelar el comportamiento plástico de los suelos en el marco de la plasticidad clásica.
- El grupo de Cambridge [Roscoe & Schofield, 1958], desarrolla la teoría de estado crítico la cual provee las bases para entender y modelar el comportamiento de suelos granulares y suelos blandos en condiciones drenadas y no drenadas y destierra finalmente la afirmación de Terzaghi y Hvorslev acerca de la existencia de cohesión verdadera en suelos sobreconsolidados. Desafortunadamente los modelos del estado crítico desarrollados por el grupo de

Cambridge [Roscoe & Schofield, 1958], [Roscoe & Burland, 1968] no pueden simular las presiones de poros y las deformaciones permanentes generadas por la carga cíclica [Carter et al., 1982].

En las dos últimas décadas se ha producido un avance importante en el desarrollo de modelos elastoplásticos cada vez más complejos con la capacidad de modelar el efecto de la carga cíclica, manteniendo algunas de las características de la plasticidad clásica. Una descripción detallada del desarrollo de estos modelos se encuentra en un trabajo de Pande [Pande & Zienkiewicz, 1982], sobre ecuaciones constitutivas preparada para la XI Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones.

Posteriormente, se desarrollan nuevos eventos como el Simposio Internacional sobre Modelos Numéricos en Geomecánica , y la Segunda Conferencia Internacional sobre Leyes Constitutivas para Materiales de Ingeniería, en la que se presentan nuevas ecuaciones constitutivas.

En el proyecto VELACS (Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies), Dafalias (Dafalias, 1994), presenta un interesante análisis sobre las ecuaciones constitutivas existentes para modelar el comportamiento dinámico de las arenas. Según García Nuñez (2,007), los modelos se caracteriza de la siguiente manera:

- Modelos Plásticos
- Bounding surface models
- Nested-surfaces model
- Modelos de Plasticidad Generalizada
- Modelos de Plasticidad Clásica
- Modelos de Multi-mecanismos
- Modelos Directos o Empíricos

García Nuñez (2,007), propone breve descripción de cuatro grupos de modelos bastantes interesantes:

a) Bounding surface models.

Un modelo interesante, y que podríamos catalogar como bounding surface, es el correspondiente a la tercera generación del modelo MIT, desarrollado por Pestana [Pestana & Whittle, 1995] y denominado MIT-S1, el cual modela el comportamiento de arenas, arcillas y limos. El modelo utiliza la misma estructura básica de su predecesor (MIT-E3), pero con cambios significativos en la forma de la bounding surface y en la ley de endurecimiento.

Núñez (2,007), considera que el número de parámetros requeridos por el modelo es muy elevado (15), por lo que su campo de aplicación se reduce al campo investigativo. El nuevo modelo desarrollado por Pestana, utiliza 13 parámetros para el modelamiento de la arena. Una característica importante, es que la ecuación constitutiva depende no solamente del estado de tensiones e historia de tensiones, sino que introduce la relación de vacíos como un nuevo parámetro de estado.

b. Plasticidad Generalizada.

El concepto de plasticidad generalizada fué introducido por Mroz [Mroz & Zienkiewicz, 1981]. Se caracteriza porque no es necesario definir explícitamente la superficie de fluencia ni el potencial plástico, representando una ventaja puesto que no se debe verificar la condición de consistencia. Esto es bastante razonable si se tiene en cuenta que los suelos son materiales que presentan endurecimiento ó ablandamiento por deformación, que son altamente no lineales y que no existe una superficie de fluencia claramente definida. El modelo propuesto inicialmente, ha sido sometido a importantes mejoras, como

se puede deducir de las publicaciones subsecuentes aparecidas a partir de 1985. Dentro de estas se destacan las publicaciones de Zienkiewicz,[Zienkiewicz et al., 1985], [Zienkiewicz & Pastor, 1986] y en especial las de Pastor, quien introduce cambios importantes al modelo[Pastor et al., 1985],[Pastor et al., 1987].

c. Modelos Hipoplásticos.

La teoría de la hipoplasticidad fué desarrollada en la Universidad de Karlsruhe para modelar el cambio en el estado de tensiones debidos a la reorganización de los granos causados por un cambio de forma. El modelo inicialmente desarrollado por Gudehus[Gudehus, 1996], ha sido sometido a importantes mejoras, como se desprende del trabajo de [Herle & Gudehus, 1999], y posteriormente de las investigaciones de Niemunis[Niemunis, 2003]. A diferencia de los modelos elastoplásticos la relación entre la tasa de cambio de las tensiones efectivas $\dot{\sigma}'$ y la tasa de deformación $\dot{\epsilon}$ está definida por una única ecuación tensorial. A diferencia de las teorías elastoplásticas, en la teoría hipoplástica no se diferencia explícitamente entre deformaciones elásticas y plásticas y no se hace uso de superficies de fluencia o potencial plástico, lo que hace mucho más fácil su comprensión e implementación numérica. La forma general de la ley constitutiva hipoplástica es de la siguiente manera:

$$\dot{\sigma}' = H(\sigma', e, \dot{\epsilon})$$

Donde H, es un tensor de segundo orden no lineal de las variables de estado, σ' , e, y de la tasa de deformación $\dot{\epsilon}$. En las referencias consultadas sobre este modelo, se encontró que los modelos hipoplásticos tienen una gran capacidad predictiva, para lo cual hacen uso de ocho (8) parámetros[Cudmani, 2004]

d. Modelos de densificación.

Los modelos de densificación usualmente proponen leyes de densificación de arenas secas y proporcionan su cambio de volumen con el incremento de presión de poros. A modo de ejemplo, una teoría endocrónica de densificación de arenas fue propuesta ya en 1977 por Cuéllar et al [Cuéllar et al., 1977]. En muchos casos estos modelos tienen dificultades para simular también el comportamiento dilatante [Blázquez et al., 1980]. Recientemente Blázquez y López Querol [Blázquez & López-Querol, 2006], [López-Querol & Blázquez, 2006], proponen un modelo que combina una ley de densificación con la plasticidad y resuelve este inconveniente. El modelo, es utilizado

satisfactoriamente, en la reproducción, de ensayos de corte cíclico en la arena de Nevada y la arena del río Flores. El modelo constitutivo requiere solamente siete parámetros para la calibración. Es indudable que este método parece ser muy prometedor para el análisis del fenómeno de licuación.

García Nuñez (2,007), reconoce que las ecuaciones constitutivas es un campo de investigación excitante, sobre el cual se han realizado numerosas publicaciones. Razón por el cual se selecciono explicar más adelante el modelo de Pastor, en vista que constituye una ecuación base en la formulación de modelos constitutivos al momento de los análisis.

6.3.2. Teoría de Plasticidad Generalizada

García Nuñez (2,007), dice que en plasticidad clásica se asume que existe una superficie en el espacio de tensiones llamada superficie de fluencia definida por una función:

$$F(\boldsymbol{\sigma}, \alpha) = 0$$

tal que para todo estado de tensiones dentro de esa superficie, los incrementos de deformación son puramente elásticos. Cuando el estado de tensiones toca la superficie F ocurren deformaciones plásticas si el incremento de tensiones está dirigido hacia afuera de F . No se admiten estados de tensión fuera de la superficie de fluencia y por consiguiente cuando el incremento de tensiones está dirigido hacia fuera de la superficie de fluencia esta debe expandirse para que el nuevo estado de tensiones esté nuevamente sobre F . Matemáticamente esto se expresa:

$$dF(\boldsymbol{\sigma}, \alpha) = 0$$

Esta condición se denomina condición de consistencia y la expansión de F se conoce como ley de rigidización. El vector α contiene una serie de parámetros que determinan la posición, la forma y el tamaño de la superficie F . Estos parámetros en general se hacen depender de las deformaciones plásticas o bien del trabajo plástico y para definir el modelo es necesario, además de definir la superficie de fluencia, establecer la función conocida como ley de rigidización:

:

$$\alpha = \alpha(\epsilon^p) \text{ o bien } \alpha = \alpha(W^p)$$

El incremento de deformación total es la suma de deformaciones elásticas más deformaciones plásticas:

$$d\epsilon = d\epsilon^e + d\epsilon^p$$

La deformación plástica está dada por:

$$d\epsilon^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma}$$

Donde Q se denomina Potencial Plástico y λ es un multiplicador.

Según García Nuñez (2007), los modelos de plasticidad generalizada tienen la ventaja de no necesitar de la determinación de la forma de la superficie de fluencia ni de la ley de rigidización, pero en cambio hay que resolver otros dos problemas completamente análogos como son la determinación de la dirección de carga $n(\sigma, \alpha)$ y el módulo plástico $HL/U(\sigma, \alpha)$. Si bien en plasticidad generalizada al no necesitar la condición de consistencia, se dispone de más libertad para especificar la función $HL/U(\sigma, \alpha)$, también es cierto que su significado físico es menos evidente que en plasticidad clásica y por ello, los parámetros del modelo son más difíciles de determinar y en general su relación con las propiedades físicas del material es poco clara.

García Nuñez (2007), considera que una ventaja real de los modelos de plasticidad generalizada es que pueden simular comportamientos imposibles de reproducir con plasticidad clásica como son la ocurrencia de deformaciones plásticas en descarga y recarga (dentro de la región elástica en modelos de plasticidad clásica), comportamiento observado en ensayos en arenas.

El autor de la presente tesis doctoral recomienda a sus lectores que para mayor detalle sobre la teoría de plasticidad generalizada remitirse a la obra científica de García Nuñez (2007), descrita al final del documento en el acápite de **Bibliografía**.

6.3.3. El Modelo de Pastor –Zienkiewicz para arenas

Se supone válido el principio de tensiones efectivas, definido como:

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij}$$

Donde p es la presión del agua en los poros y δ_{ij} es el delta de Kronecker. Para este caso adoptamos como positivas las tensiones de compresión.

El modelo está formulado en términos de los invariantes de tensión q y p_0 que se definen como:

$$\begin{aligned} p' &= I_1 \text{ Tensión media efectiva} \\ q &= \sqrt{3J_2} \text{ Tensión desviadora} \end{aligned}$$

Según **García Nuñez (2,007)**, el modelo PZ permite que ocurran deformaciones plásticas en descarga y en recarga (dentro de lo que en un modelo de plasticidad clásica sería la región elástica). Además se fuerza a que las deformaciones en descarga sean de contracción. Esta característica permite reproducir el incremento de presión de poros durante la aplicación de una carga cíclica hasta llegar a la licuación en el caso de una arena suelta o a la movilidad cíclica en el caso de una arena densa. Este comportamiento no puede ser modelado con los modelos de plasticidad clásica porque la aplicación de una carga cíclica dentro de la región elástica no produce un incremento de presión de poros en absoluto (la trayectoria de tensiones resulta vertical). A continuación se presentan los resultados de las predicciones del Modelo de Pastor para la arena de Tumaco en ensayos triaxiales cíclicos. Para tal fin se utilizarán los parámetros obtenidos en el capítulo anterior, y a partir de ellos, se intentará reproducir el comportamiento ante carga cíclica

El autor de la presente tesis doctoral recomienda a sus lectores que para mayor detalle sobre la teoría de plasticidad generalizada remitirse a la obra científica de García Nuñez (2,007), descrita al final del documento en el acápite de **Bibliografía**.

García Núñez (2,007), expresa que uno de los mayores desarrollos en la evaluación de licuación en depósitos de arena ha sido el reconocimiento de que el fenómeno depende no solamente de la densidad, sino que existen factores adicionales tales como la fábrica, historia sísmica del depósito, el estado inicial de tensiones y la edad del depósito, entre otros. Debido a esto se ha visto la importancia de obtener muestras inalteradas de arena; sin embargo, las técnicas existentes para la recuperación de muestras inalteradas son

muy costosas, por lo cual, la práctica usual es determinar el comportamiento de la arena ante carga monotónica y cíclica sobre muestras reconstituidas.

Esta misma fuente, opina que existe amplia evidencia experimental que muestra que el comportamiento de arenas saturadas ante carga cíclica está significativamente influenciado por el método de preparación de la muestra, esto es la manera como se produce la sedimentación del suelo.

Dentro de dichas evidencias es importante destacar los estudios adelantados por Mulilis (Mulilis et al., 1977), quien encontró que dependiendo del método de preparación de la muestra, la relación de tensiones requerida para causar licuación ante un número dado de ciclos varía hasta en un 100% para muestras compactadas a la misma densidad.

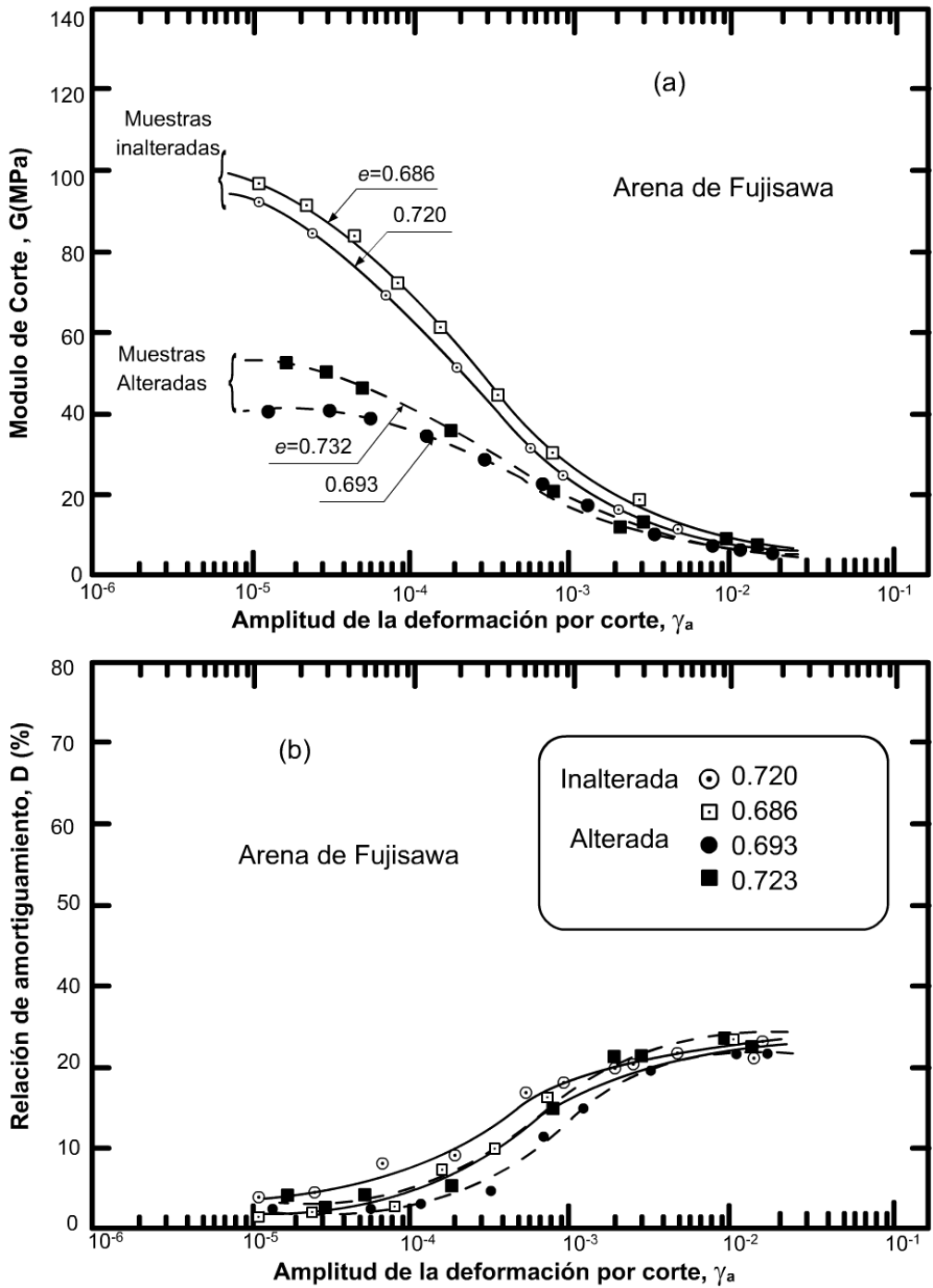
Algunos especialistas (Katyama et al., 1986), realizó pruebas sobre muestras inalteradas y alteradas compactadas a la densidad in situ. Los resultados se ilustran en la figura 8.42, donde se observa que el módulo de corte es fuertemente afectado al utilizar muestras reconstituidas, mientras que el efecto sobre el amortiguamiento es mucho menor.

García Núñez (2,007), opina que es importante destacar, que teniendo muy presente las limitaciones anteriores, los trabajos pioneros de Seed (Seed & Lee, 1966), Lee (Lee & Seed, 1967) sobre licuación se realizaron sobre muestras reconstituidas y la investigación que actualmente se adelanta no se eximió de esta limitante.

Es preciso destacar uno de los tantos factores influyentes en la licuación del suelo es la mineralogía de los materiales. Las características físicas de los suelos no cohesivos son determinados por

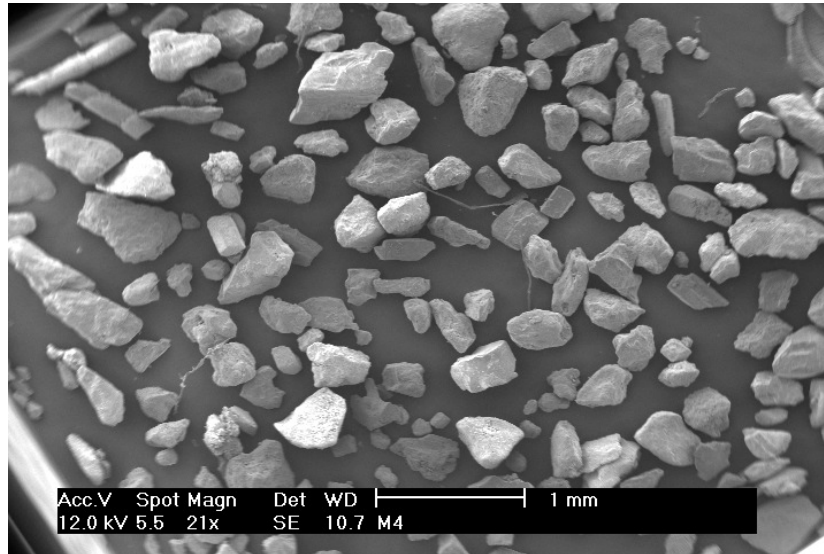
- Tamaño de la partícula
- Forma de la partícula
- Textura de la superficie y,
- Distribución Granulométrica.

Según García Núñez, la composición mineralógica determina la dureza, clivaje y resistencia del material.



Efecto del método de preparación sobre el módulo de corte sobre el amortiguamiento. Fuente: García Núñez (2,007)

Otro de los aspectos importante que tienen influencia en el efectivo desarrollo de la licuación del suelo, es también, determinado por la forma de las partículas. Algunos estudios científicos (Ashmawy et al., 2003), han mostrado que la forma de las partículas tienen una gran influencia sobre el comportamiento mecánico de suelos granulares. Para ello, la forma de las partículas se caracterizan a través de los siguientes parámetros adimensionales:



Esfericidad (S) y Redondez (R).

Distribución de la arena por el tamaño del mineral; nótese el predominio de granos angulares.

En la actualidad, especialistas como Cho et al. (2002), y Santamarina (2004), proponen una serie de correlaciones a partir de pruebas de laboratorio realizadas a numerosas muestras de arenas. Los modelos matemáticos que siguen fueron desarrollados a partir de los parámetros de esfericidad (S) y redondez (R) para tal fin:

- Relación de vacíos

$$e_{m\acute{a}x} = 1.5 - 0.82\rho$$

$$e_{m\acute{i}n} = 0.9 - 0.44\rho$$

$$\text{Donde } \rho = \frac{(R + S)}{2} \text{ regularidad}$$

- Velocidad de ondas de corte

$$V_s = \alpha \left(\frac{\sigma_{mean}}{1kPa} \right)^\beta$$

Donde

$$\alpha \left[\frac{m}{s} \right]$$

Es la velocidad de ondas de corte a 1kPa a y β refleja la sensibilidad de la velocidad de ondas de corte a la tensión media. Los autores presentan una serie de curvas para la obtención de los anteriores parámetros.

Parámetros de estado crítico

$$\phi_{cs} = 42 - 17R$$

$$\Gamma = 1.2 - 0.4R$$

Donde ϕ_{cs} es el ángulo de fricción en estado crítico, Γ es el intercepto de la línea de estado crítico, para una tensión media de 1 kPa. De estos resultan, de acuerdo con García Núñez, parámetros típicos de materiales que han sido influidos por la licuación del suelo tal como sigue:

$$S = 0.7$$

$$R = 0.35$$

$$e_{máx} = 1.06$$

$$e_{mín} = 0.67$$

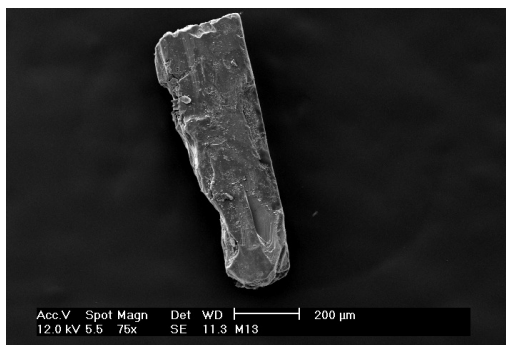
$$V_s = 155 \frac{m}{s}$$

$$\phi_{cs} = 36$$

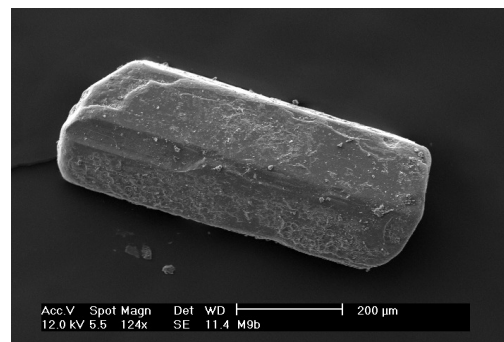
$$\Gamma = 1.0$$

$$\lambda = 0.88$$

En las imágenes que sigue ilustran algunos de los minerales que podemos encontrar en aquellas arenas que han sufrido licuación, tales como las arenas de Tumaco en Colombia.

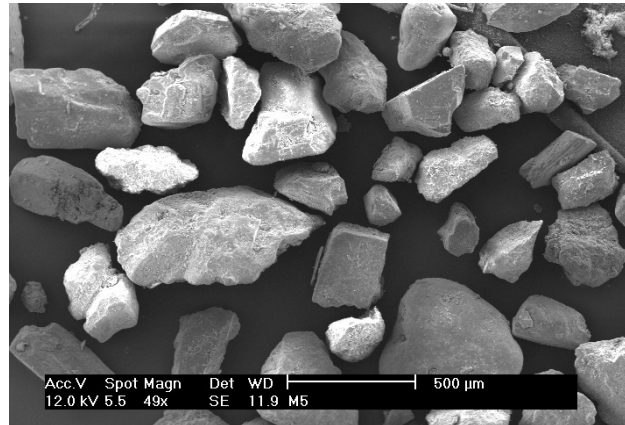


(A la izquierda): Mineral tipo Epidota



(A la derecha): Mineral tipo Horblenda

En la Ilustración que sigue se muestran la forma y tamaño de minerales típicos de aquellos suelos licuables, que generalmente, son arenas tal como se mostraron en las imágenes anteriores



Distribución por el tamaño del mineral.

Algunos elementos útiles para la identificación del grado de esfericidad y redondez de las partículas de un suelo lo constituye la gráfica que sigue.

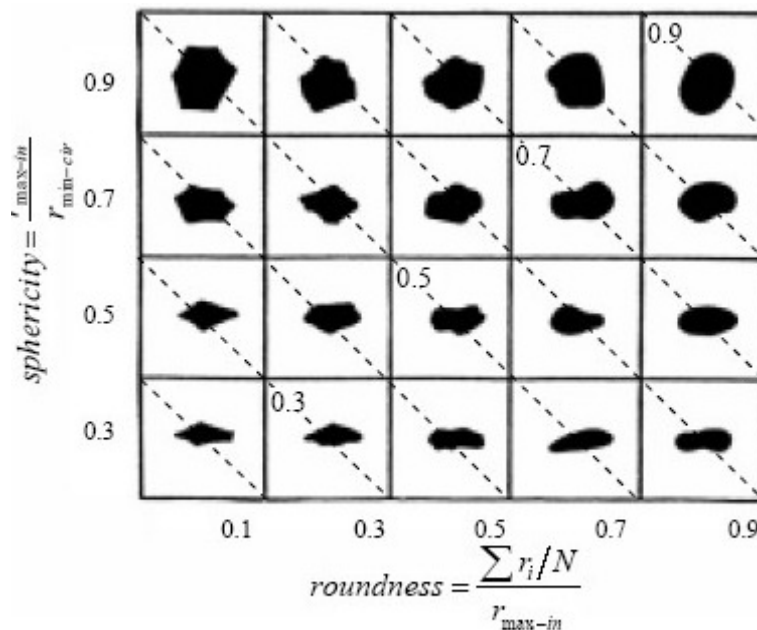


Figura x. Carta de esfericidad (S) y redondez (R). Las líneas diagonales corresponden a partículas de regularidad constante.

Por su parte, **Pérez Foguet, A. (2,000)**, dice que la modelación numérica de los problemas que afectan geo-materiales (es decir, suelos, rocas y otros) ha sido un área de investigación en los últimos decenios. Ello debido a el creciente interés de predecir el comportamiento del material en situaciones prácticas de ingeniería, el gran cambio de

capacidades y recursos, y la creciente interacción entre la mecánica computacional, matemáticas aplicadas y diferentes campos de la ingeniería (como p.ej. mecánica de suelos) apoyados de modelos constitutivos

El estado de la técnica con respecto a los experimentos, modelos constitutivos, y simulaciones numérica en el análisis de geo-materiales es amplia, por lo que el presente trabajo se centra principalmente en el siguiente:

El constituyente de modelos no lineales del comportamiento mecánico de materiales granulares.

Pérez Foguet, A. (2,000), sugiere dos enfoques diferentes para modelar el comportamiento mecánico de materiales granulado en el marco de los modelos constitutivos hasta la fecha existentes: Micro y macroscópico. El primero consiste en la modelación micromecánica de cada partícula por separado y calcular comportamiento en el nivel macroscópico relativo a través de la interacción de las partículas. El segundo modelo se basa en el material como un medio continuo. Varias leyes constitutivas continua se han utilizado para materiales granulares (normalmente modelos viscoplástica y elastoplastico). Los modelos Elastoplastico son los más utilizados para modelación isotérmica.

En el modelo que sigue se presenta una ecuación general constitutiva cuyo énfasis es la relación general entre tasas de tensión:

$$\sigma_{ij} = f(d_{ij})$$

donde σ_{ij} del estrés es de Cauchy y el tensor de velocidad de deformación descrita por la ecuación:

$$d_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial v_j}{\partial x_i} \right)$$

Donde x_i y v_i son vectores de velocidad y posición, respectivamente. Una expresión común de ecuación es:

$$\sigma_{ij} = -p\delta_{ij} + 2\mu d_{ij}$$

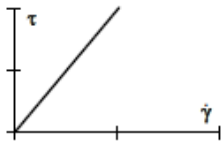
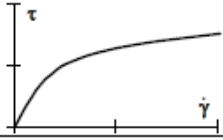
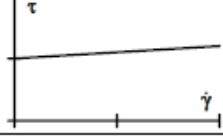
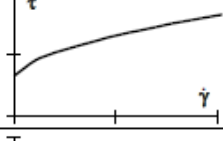
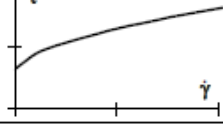
donde p es la presión hidrostática (tensión positiva) y μ es la viscosidad dinámica. Ello se describe como:

$$\sigma_{ij}^d = 2\mu d_{ij}$$

donde σ^d deviatoric ij es el tensor de tensión. Cuando se supone viscosidad constante, el líquido es llamado newtoniano. Un fluido newtoniano generalizado se define por una viscosidad que depende de el tensor velocidad de deformación. Además, algunos líquidos de plástico muestran un "límite de elasticidad", es decir, por debajo de la valor, se observa la ausencia de flujo, lo que equivale a una infinidad de viscosidad en términos de la ecuación

En la ilustración (Tabla xx) se muestra una lista de leyes constitutivas para fluidos:

Tabla xx. Modelos de fluido Newtoniano en función de la viscosidad.

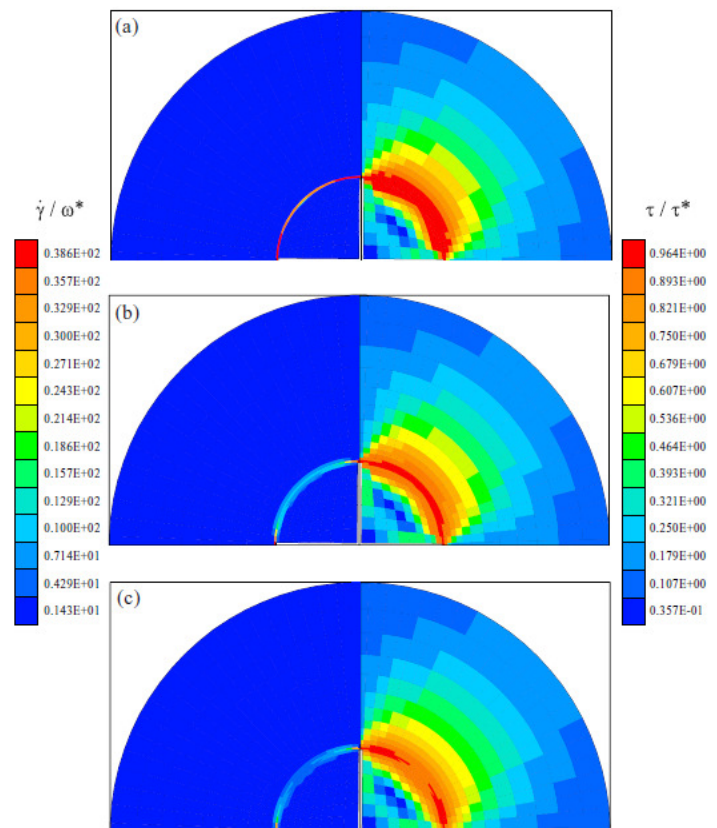
Newtonian	$\mu = \mu_0$	
Carreau	$\mu = (\mu_0 - \mu_\infty)(1 + (\lambda\dot{\gamma})^2)^{(n-1)/2} + \mu_\infty$	
Bingham	$\mu = \infty \quad \text{if} \quad \tau \leq \tau_0$ $\mu = \mu_p + \tau_0/\dot{\gamma} \quad \text{if} \quad \tau > \tau_0$	
Herschel-Bulkley	$\mu = \infty \quad \text{if} \quad \tau \leq \tau_0$ $\mu = \mu_p\dot{\gamma}^{n-1} + \tau_0/\dot{\gamma} \quad \text{if} \quad \tau > \tau_0$	
Casson	$\mu = \infty \quad \text{if} \quad \tau \leq \tau_0$ $\sqrt{\mu} = \sqrt{\mu_p} + \sqrt{\tau_0/\dot{\gamma}} \quad \text{if} \quad \tau > \tau_0$	

Fuente: **Pérez Foguet, A. (2,000)**,

De acuerdo con **Pérez Foguet, A. (2,000)**, de esa lista, los modelos por Bingham, Casson y Herschel y Bulkley parecen ser más apropiado para materiales blandos. Los modelos de simulación de un "límite de elasticidad" valor de hasta que velocidades o desplazamientos no se producen. Según la magnitud límite de elasticidad, que es

posible reproducir los efectos observados en el comportamiento real de los materiales blandos.

En las imágenes adjuntas se muestra ejemplos de simulaciones por computadora de leyes constitutivas a partir de modelos adimensional Bingham y Carreau para analizar la influencia del “límite de elasticidad” de los materiales, lo que depende entre otras cosas, de el esfuerzo aplicado, y la velocidad de deformación del material.

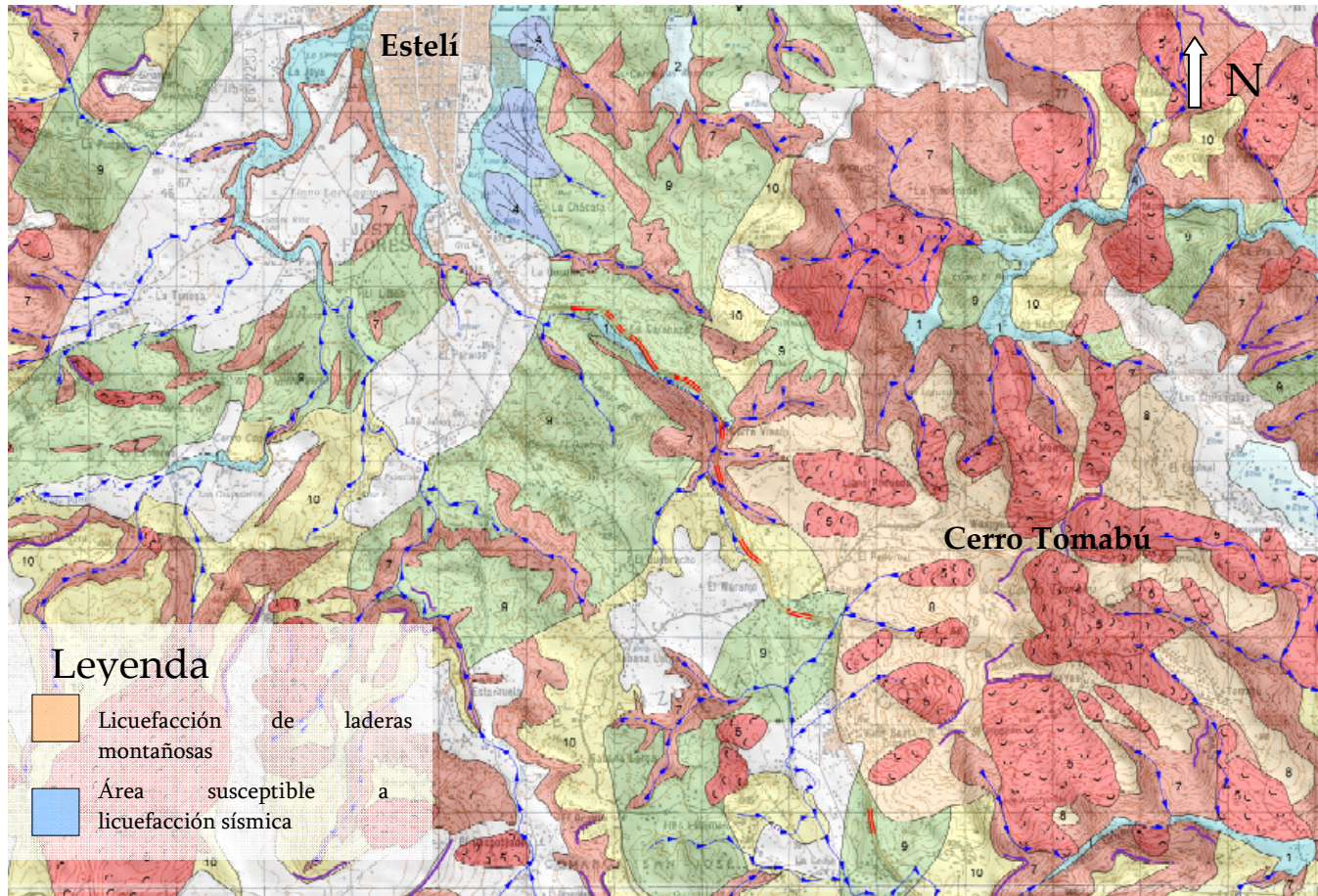


Velocidad de deformación y rotura por esfuerzo de cizalla resultante de leyes constitutiva analítica tipo: a) Bingham-1; b), Bingham-2; c) Carreau-2.

Por otra parte, según datos aportados por estudios realizados por Hradecký et. Al. (2,006), la liquefacción es el proceso de expresivo de la disminución de la solidez de suelos finos, saturados con agua a consecuencia de aumento de presiones de poros causados por sismos.

Estos autores, opinan que los movimientos de tierra, aplastamiento o expansión lateral del suelo, representan básicas características de liquefacción. Cuando los sedimentos se encuentran en las pendientes (junto con lateritas y productos meteorizados de lodo como por. ej. en Nicaragua, tenemos el Cerro Tomabú o Cerro Las Brisas en el municipio de Estelí), se provoca la activación de deslizamientos someros y rápidos flujos terrestres. Estos procesos pueden amenazar la gente, edificación e infraestructura.

Hradecký et. Al. (2,006), aseveran que las zonas con riesgo muy alto fueron limitadas a las partes bajas de la cuenca de Estelí con lodos de inundaciones, lecho de valle del río San Antonio, Río Viejo y Río La Trinidad. La fuente, opinan que este territorio, gracias a lecho geológico formado por sedimentos descompuestos del grano fino, es proclive a licuefacción sísmica, mayormente si ocurren los sismos en la estación húmeda.



Mapa No 1. Mostrando la Susceptibilidad a licuefacción de suelos en Cerro Tomabú, Estelí, y sus alrededores. Modificado de **Hradecký et. al. (2,006)**

SÍNTESIS

Se presenta en este documento breve sinopsis de los detalles relevantes e importantes planteados en esta parte:

- Las diversas metodologías internacionales (analizadas en este trabajo **Kishida y Ohsaki** , 1969 y 1970; **Seed et.al.**1983) para cuantificar la licuación del suelo resultantes de acciones dinámicas (sísmicas), cuya funcionalidad depende de su diseño estructural, facilidad de integración de datos numéricos y tratamiento, entre otros.
- Por último, los métodos referidos consideran las características de resistencias y deformacional, geológica, histórica y composicional, y dinámico de los suelos integrado en modelos matemáticos propuestos en este documento.

Palabras claves: Límite líquido, Índice de liquidez, granulometría, Coeficiente de Resistencia Cíclica (CRR), Coeficiente de Esfuerzo Cíclico (CSR)

Bibliografía

Obando, T. (2,009). Modelación geomecánica y temporal de la licuefacción en suelos de minas no metálicas. Estudio Caso: Ciudad de Managua (Nicaragua). Tesis Doctoral. Editorial Universidad Internacional de Andalucía UNÍA (Huelva, España). Huelva. 900pág.