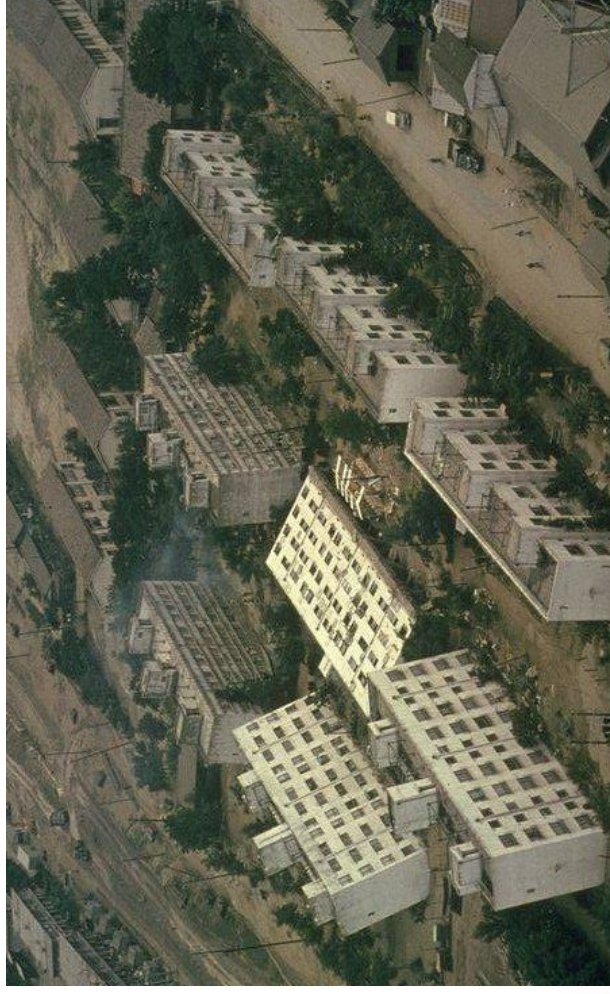


ANÁLISIS DE LICUACIÓN Y FALLA CÍCLICA DE SUELOS GRANULARES Y SUELOS FINOS



EDGAR E. RODRIGUEZ GRANADOS, I.C., M.Sc
Gerente INGENIERÍA Y GEORIESGOS IGR LTDA, Profesor Asistente
Universidad Nacional de Colombia, Profesor Catedrático Escuela Colombiana
de Ingeniería

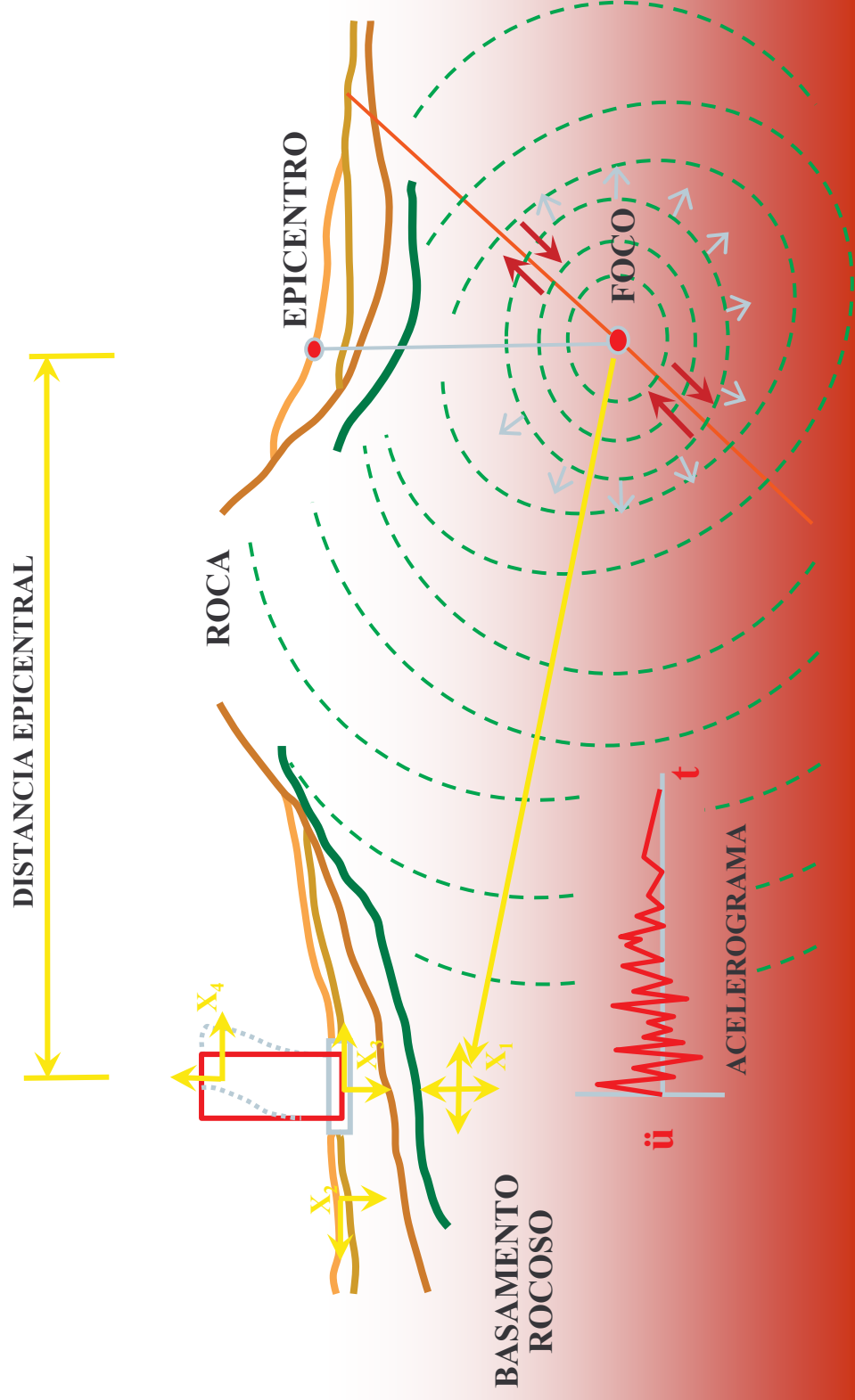
**V ENCUENTRO DE INGENIEROS DE SUELOS Y ESTRUCTURAS
ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA**

CONTENIDO

1. Antecedentes
2. Conceptos sobre licuación
(antes del 2004)
3. Conceptos sobre licuación y
falla cíclica (posterior al 2004)
4. Conclusiones

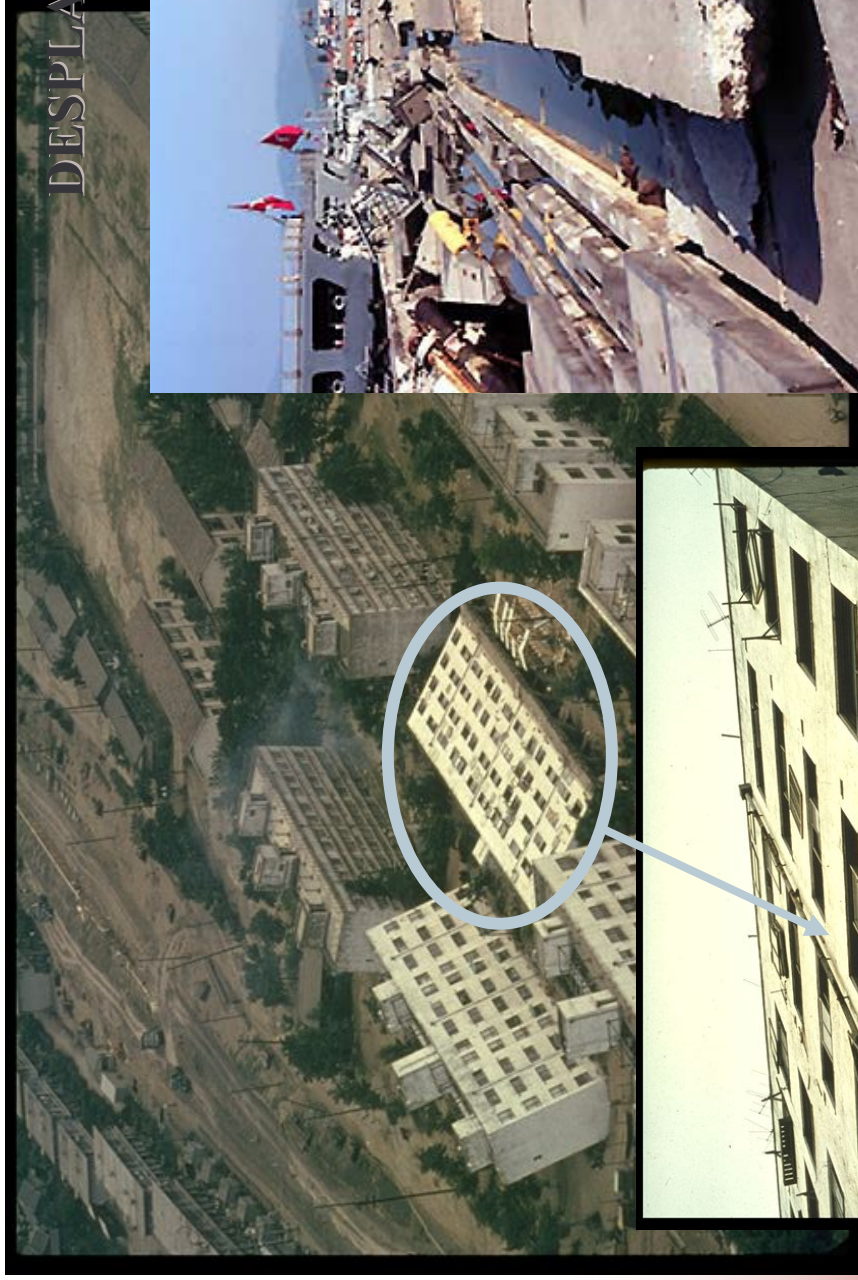
ASPECTOS SISMOLÓGICOS GENERALES

El tren de ondas se originan en el *foco* e inciden en el subsuelo bajo las estructuras, generando incrementos de esfuerzos cortantes y de presiones de poros



LICUACIÓN (LICUEFACCION):

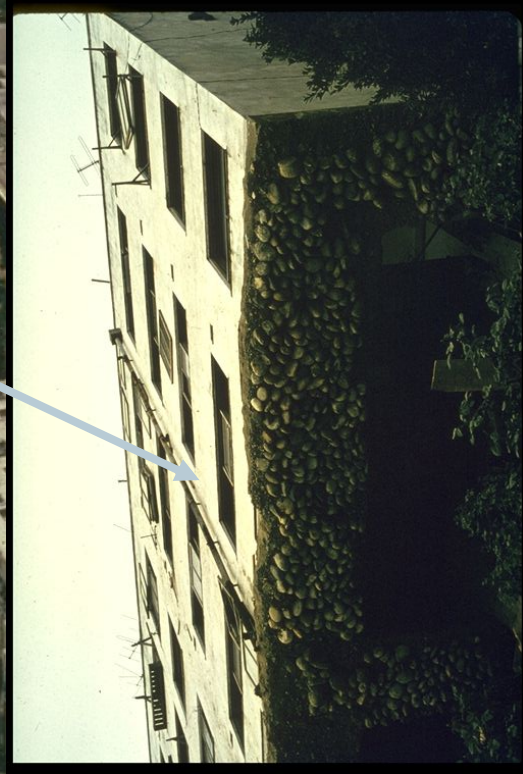
FALLA POR PÉRDIDA DE RESISTENCIA DEL SUELO



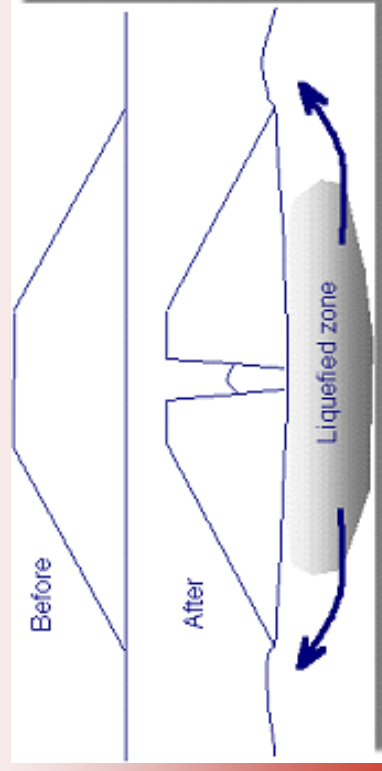
DESPLAZAMIENTO LATERAL



August 1999 Izmit-Turkey Earthquake
Main pier and seawall of Gölcük Naval
NIIGATA - JAPON 1964



PÉRDIDA DE CAPACIDAD PORTANTE



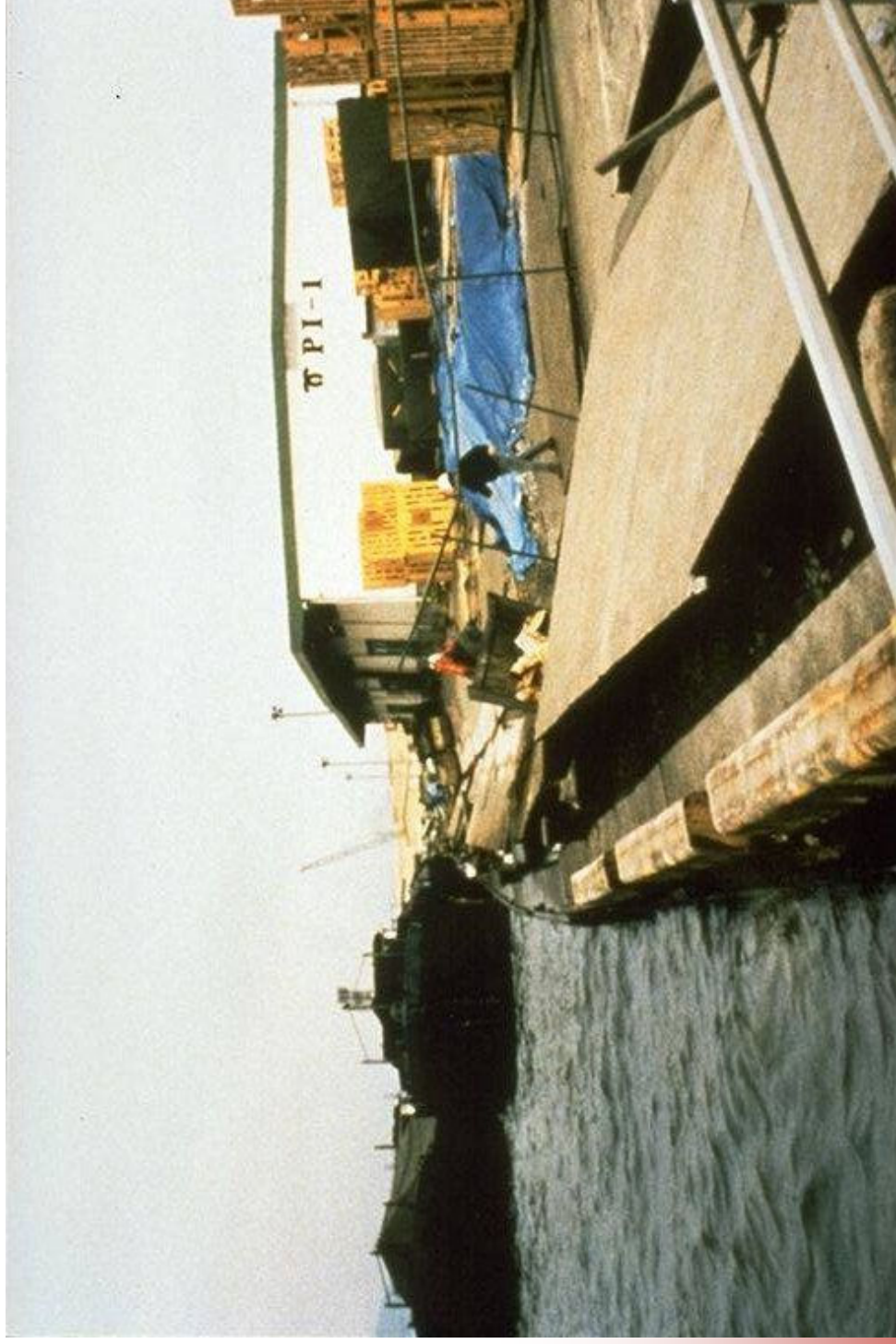
PÉRDIDA DE CAPACIDAD PORTANTE E INCLINACIÓN DE LA ESTRUCTURA



PERDIDA DE CAPACIDAD PORTANTE



FALLA Y DENSIFICACIÓN DE DEPÓSITOS

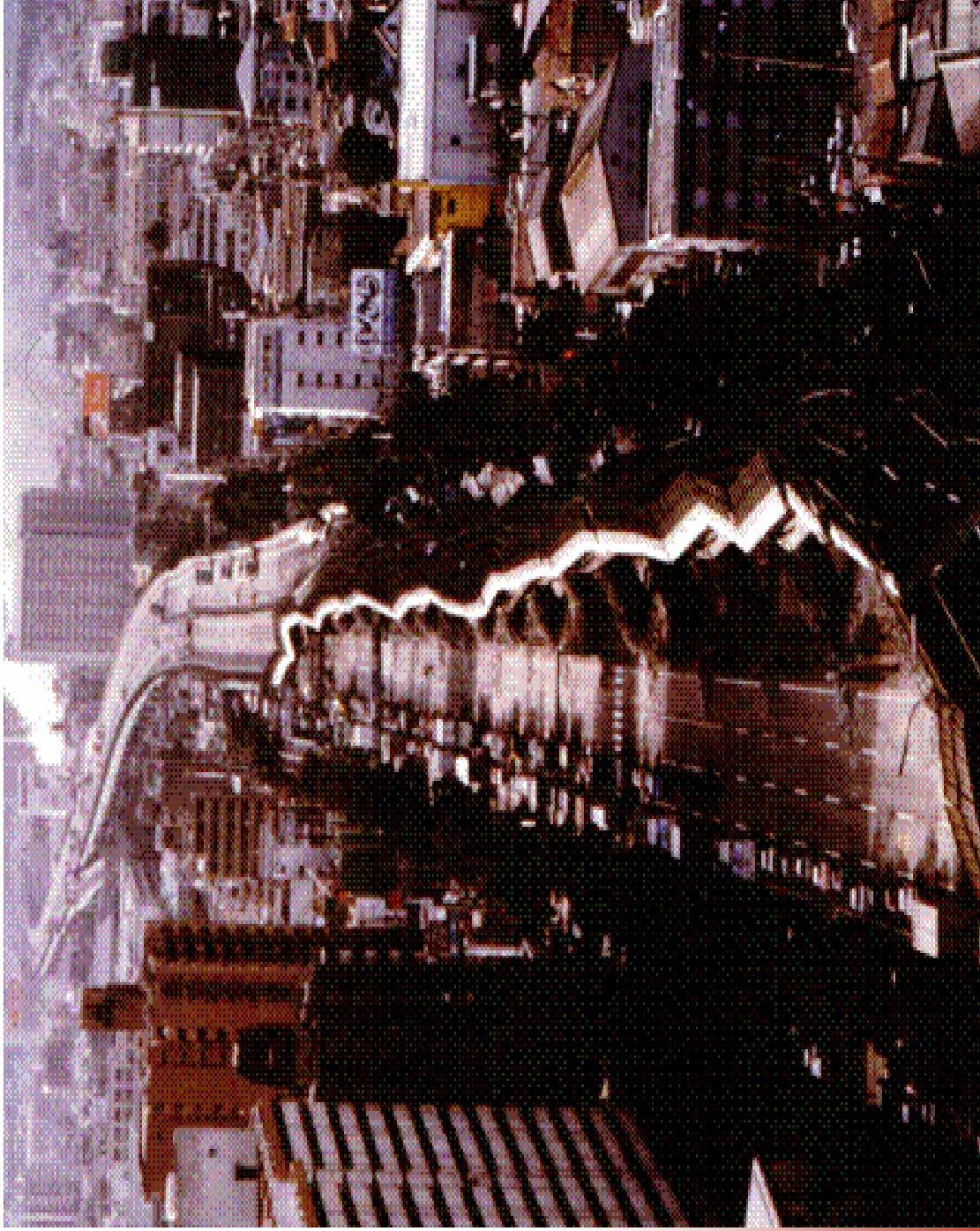


INESTABILIDAD DE MUROS DE SOSTENIMIENTO

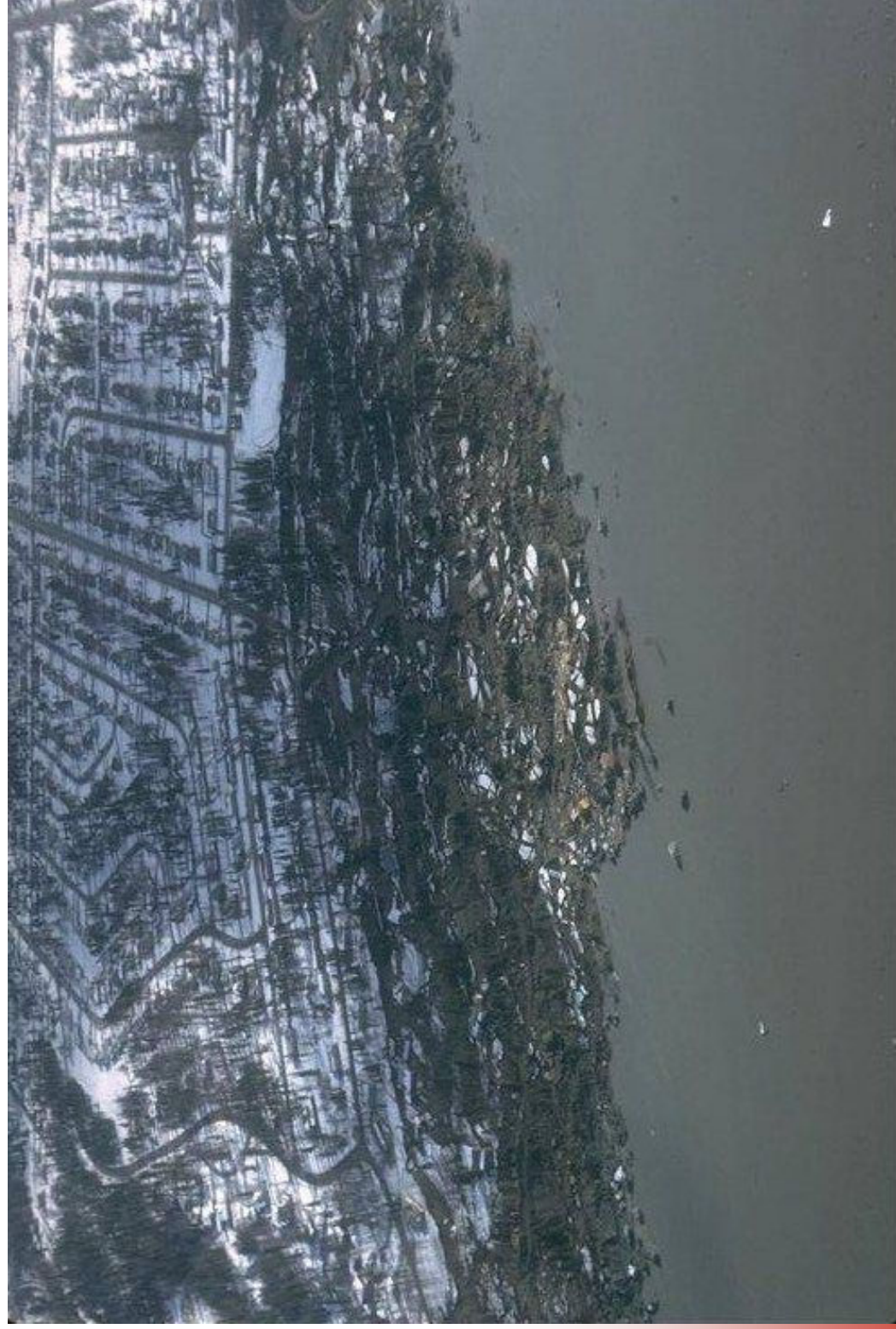




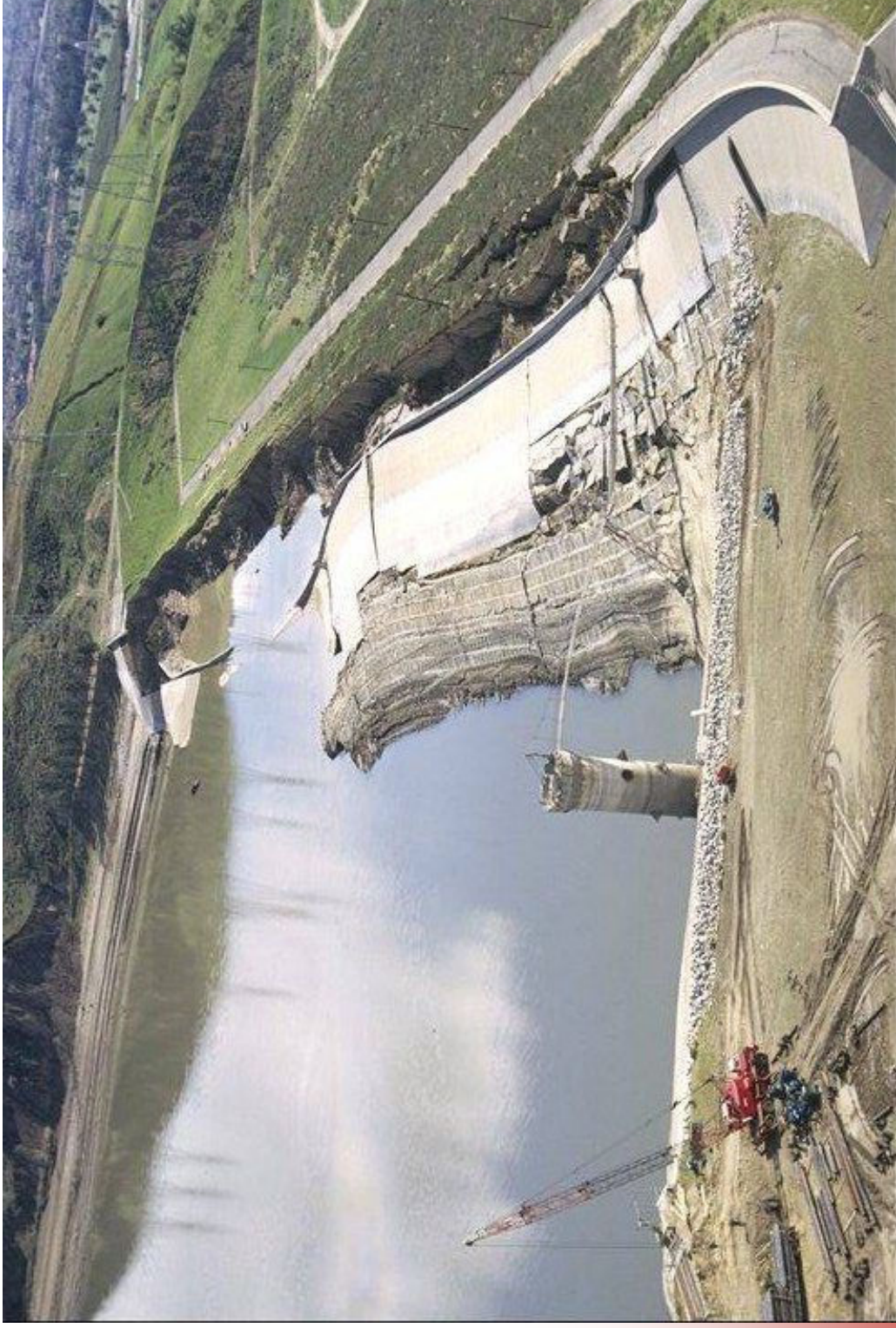
Falla de viaducto (Kobe, 1995)



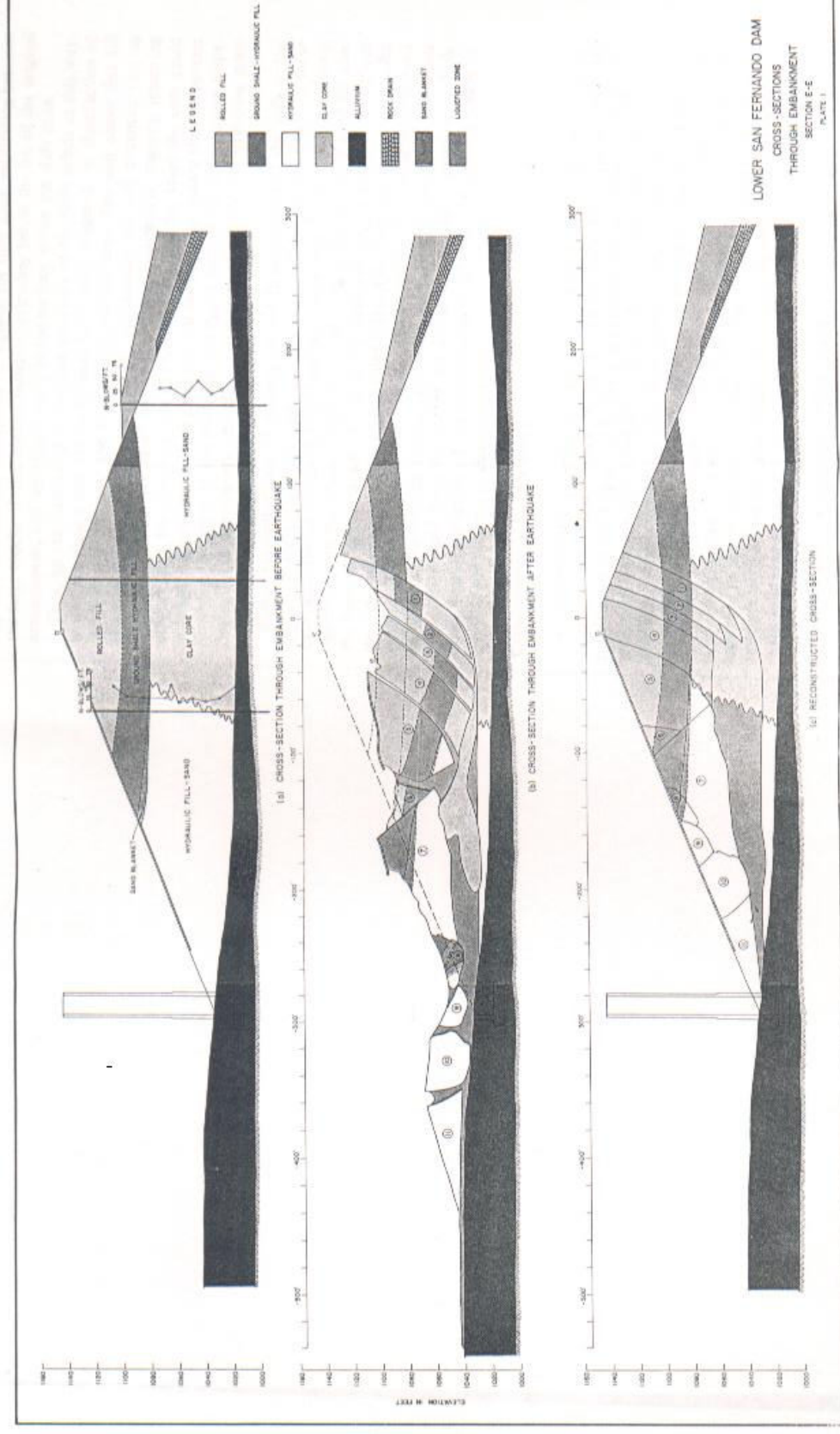
DESPLAZAMIENTO LATERAL (Alaska 1964)



INESTABILIDAD DE TALUDES POR LICUACIÓN DE LLENOS HIDRÁULICOS (Presa San Fernando, 1971)



INestabilidad de taludes por licuación de llenos hidráulicos





LICUACIÓN en Olympia, WA. Terremoto de Nisqually, 2001.
Deformaciones laterales son debidas a la pérdida de resistencia debido a la LICUACIÓN del suelo. Cortesía de Shannon and Wilson, Inc.

Falla de la cimentación de la estructura de la pila,
debido a una pérdida de resistencia en el subsuelo
por LICUACIÓN



Nishinomia Bridge 1995 Kobe earthquake, Japan





Pérdida de resistencia de soporte.



Flotación

Sismo de Murindó - 1992



San Pedro de Urabá



Urabá

Vía en Urabá

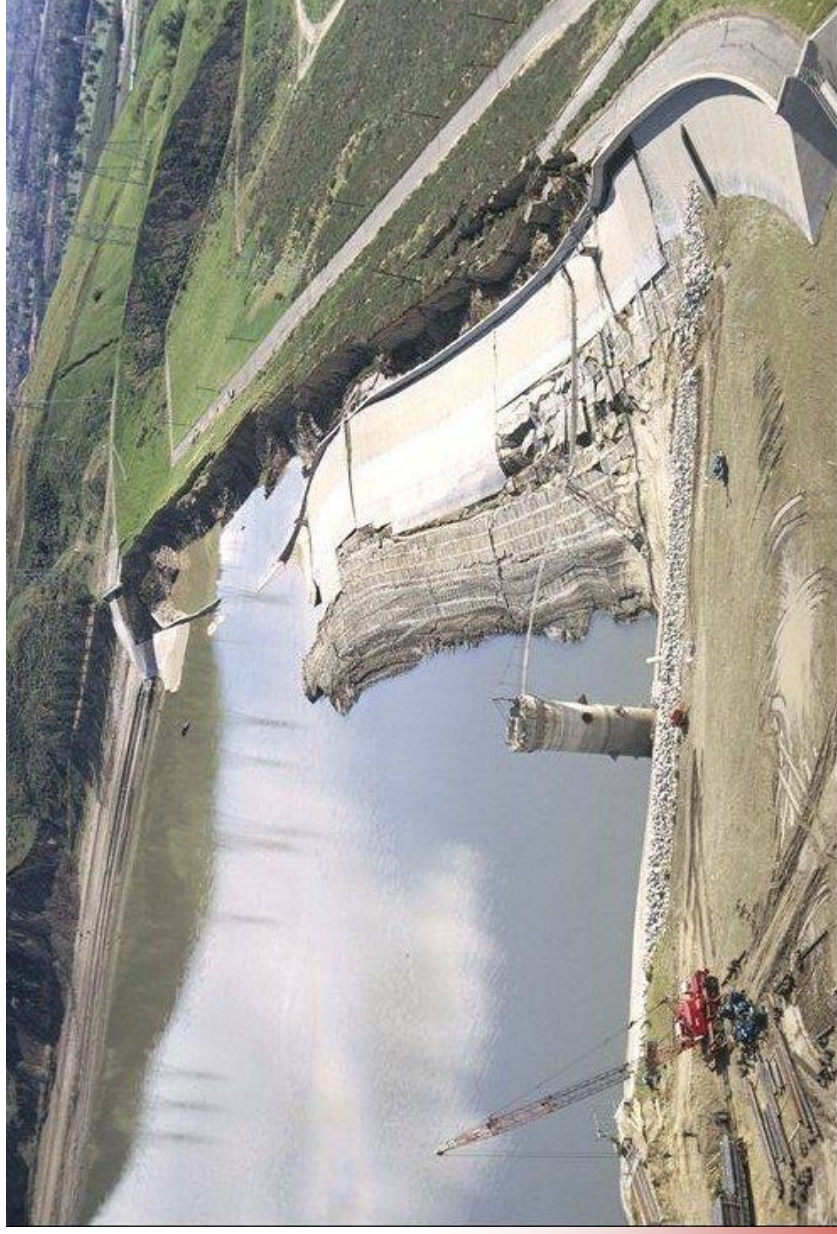
Licuación

Sismo de Murindó - 1992



Chigorodó

2. CONCEPTOS SOBRE LICUACIÓN (ANTES DEL 2004)



LICUACIÓN

Ha sido definida bajo puntos de vista diversos a lo largo del desarrollo de la Geotecnia:

- “Licuación Espontánea”: pérdida súbita de resistencia en arenas sueltas que causa deslizamientos por flujo debida a ciertas perturbaciones: Terzaghi y Peck (1967).
- Ablandamiento por deformación y colapso de una arena suelta en un estado último de esfuerzo efectivo constante: Castro (1969).

LICUACIÓN

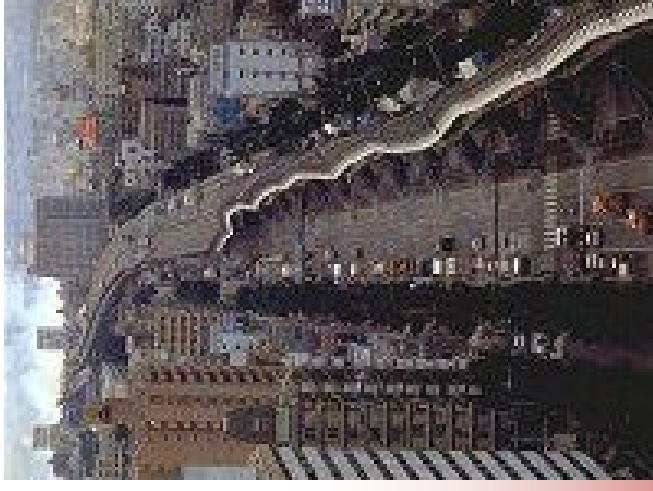
- **TRANSFORMACIÓN DE UN MATERIAL GRANULAR A UN SUELO DE UN ESTADO SÓLIDO A UNO LICUADO COMO CONSECUENCIA DEL INCREMENTO DE PRESIÓN DE POROS Y REDUCCIÓN DE ESFUERZOS EFECTIVOS (MARCUSON, 1978).**

El incremento de presión de poros es inducida por la tendencia de un material granular a compactarse cuando está sujeto a deformación cortante cíclica.

La licuación podría permitir oscilación del terreno o desplazamientos laterales como consecuencia ya sea de deformación por flujo o movilidad cíclica.

El estado actual del conocimiento refleja que la licuación, puede ocurrir en diferentes tipos de suelo y depende principalmente de :

- Edad geológica del depósito
- Contenido de finos
- Densidad relativa del depósito
- Historia de esfuerzos
- Forma y el tamaño de partículas
- Confinamiento del depósito
- Posición del nivel freático
- Relación de vacíos
- Características sísmicas (intensidad, y duración)



Japón, 1964.

Detonante de la licuación



La generación de exceso en la presión de poros,
sin está, no se presenta cambio en los esfuerzos efectivos
y por consiguiente no se presentaría licuación por flujo,
ni por movilidad cíclica.



Sin embargo cada uno de estos fenómenos puede
requerir de diferente nivel de presión de poros.

Japón, 1995.

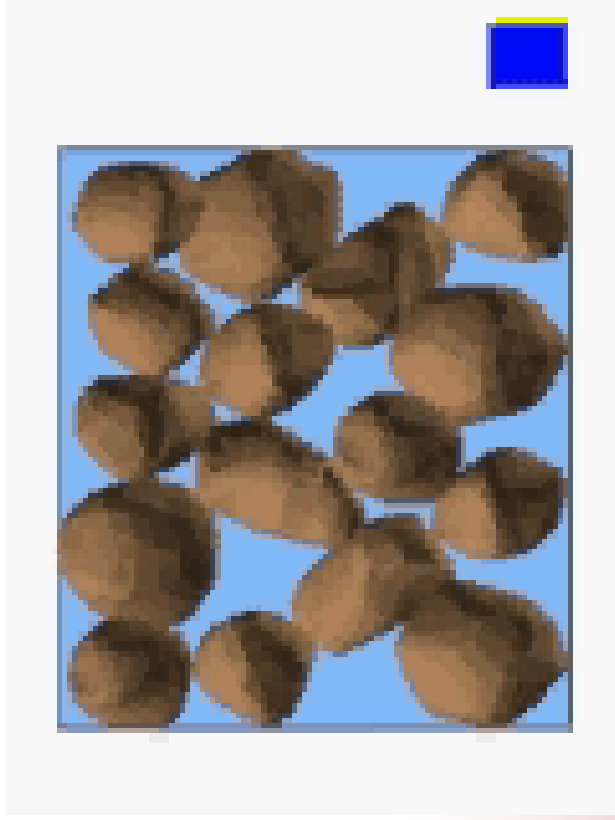
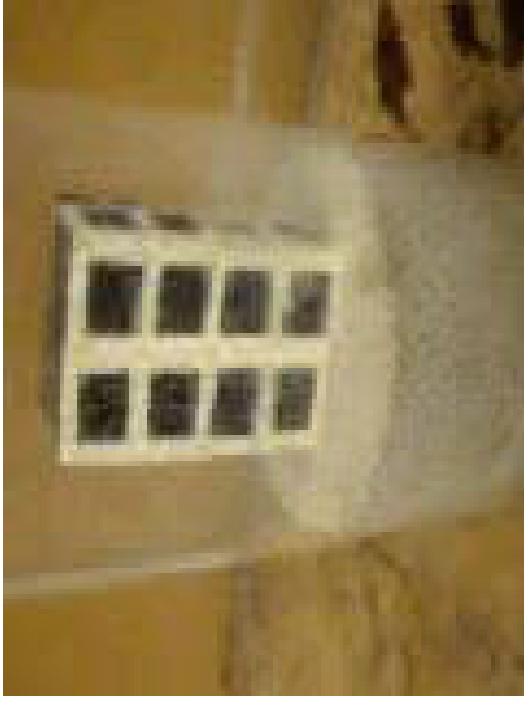


Condiciones de LICUACIÓN

Arena suelta saturada sometida a vibraciones sísmicas

- Incremento de presión de poros (u) reduce esfuerzos efectivos (σ')
 - Movimientos vibratorios no afectan esfuerzos totales (σ)
- La resistencia del suelo es función del esfuerzo efectivo
 - Resistencia = $f(\sigma')$
- En el límite, la presión de poros alcanza un valor igual al esfuerzo total, por lo tanto el esfuerzo efectivo es 0 y el suelo pierde completamente su resistencia
- Movimientos vibratorios inducen esfuerzos cortantes

LICUACIÓN



Suelos susceptibles a Licuación

- Criterio basado en composición
- Arenas sueltas o medianamente sueltas
 - Clásico ejemplo de LICUACIÓN
 - Investigación del fenómeno se ha concentrado en este tipo de suelos
 - Arenas uniformes son mas susceptibles que las bien gradadas
- Limos
 - Limos no-plásticos son susceptibles a LICUACIÓN
 - Limos con plasticidad actúan como arcillas
- Arcillas
 - Generalmente no se consideran susceptibles, aunque arcillas sensitivas pueden perder resistencia al corte con cargas cíclicas

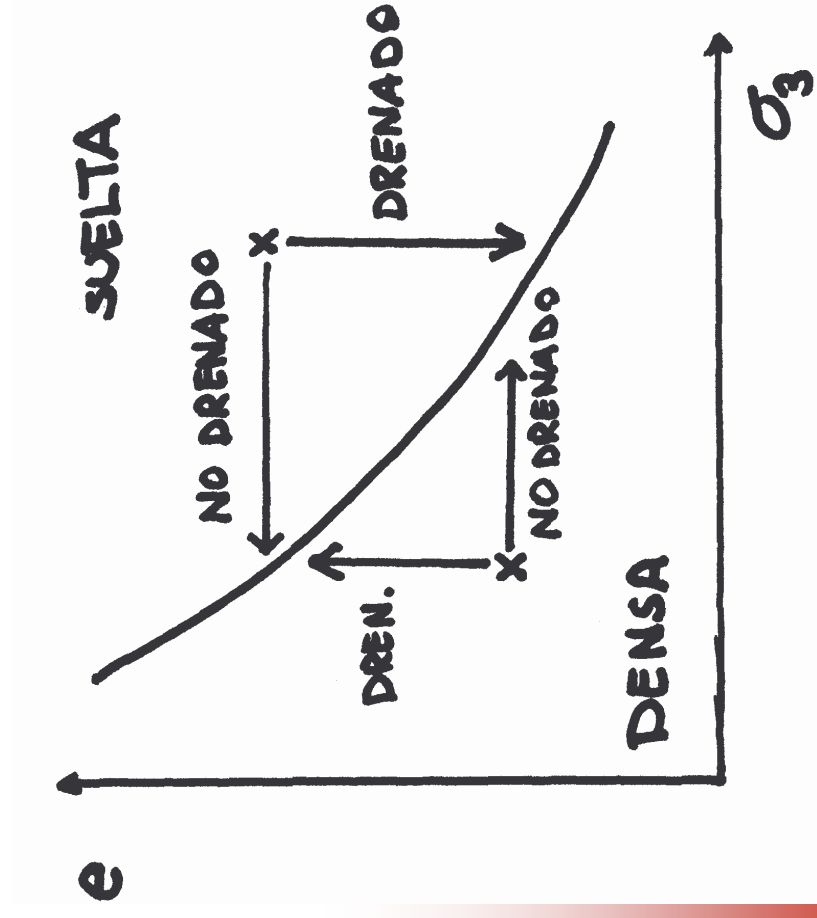
Suelos Susceptibles a Licuación

- Arcillas (cont.)
 - Criterio desarrollado en China: Se consideran arcillas con potencial de LICUACIÓN aquellas que satisfacen:
 - Fracción menor a 0.005 mm < 15%
 - LL < 35%
 - Contenido de humedad > 0.9 LL (normalmente consolidada)
 - Observaciones recientes sugieren que el porcentaje de fracción fina no es tan importante como su plasticidad. Suelos con plasticidad alta (> 15 – 20) no son susceptibles a LICUACIÓN

Potencial de Licuación

El comportamiento depende de las condiciones de compacidad del suelo

Si el suelo está “suelto”, existe potencial para generación de presión de poros para cargas no drenadas



LICUACIÓN

Consecuencias del proceso de LICUACIÓN

- Asentamientos severos de estructuras
- Pérdida de resistencia de fuste y resistencia de punta en pilotes emplazados en suelos licuables
- Rotura de pilotes debido a grandes movimientos laterales en el suelo
- Rotura de obras lineales: servicio de agua, gas, y otras conducciones subterráneas (líneas vitales).
- Tanques de agua o gasolina vacíos flotan hacia la superficie

EFFECTOS DE LA LICUACIÓN

- En terrenos planos o de baja pendiente, la licuación puede permitir la **PROPAGACIÓN LATERAL**, como consecuencia ya sea de deformación por flujo o movilidad cíclica.



Alaska, 1964



Levantamiento
fundación 1 m
en Wufeng

- La licuación puede producir hundimiento de estructuras pesadas, la flotación de estructuras livianas y la falla de estructuras de contención y **PERDIDAS DE CAPACIDAD PORTANTE**.

EFFECTOS DE LA LICUACIÓN

- Evidenciándose en suelos sueltos que son compactados durante la licuación permitiendo **GRANDES ASENTAMIENTOS** y aparición de **VOLCANES DE ARENA** que pueden hacer erupción, consecuencia de la disipación de la presión de poros.



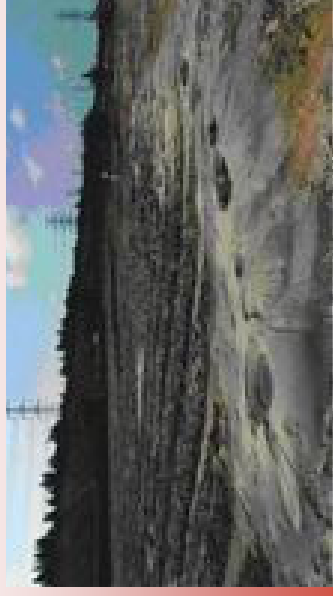
Asentamiento
en Nantou



Agujero de arena
con diámetro de 2.3
m. Condado de
Zhanghua



Inclinación de un edificio Wufeng



Línea de
erupciones en
Shengang.



VOLCAN DE ARENA

Efectos de LICUACIÓN

 - Liquefied zone



(a) Spreading Towards a Free Face



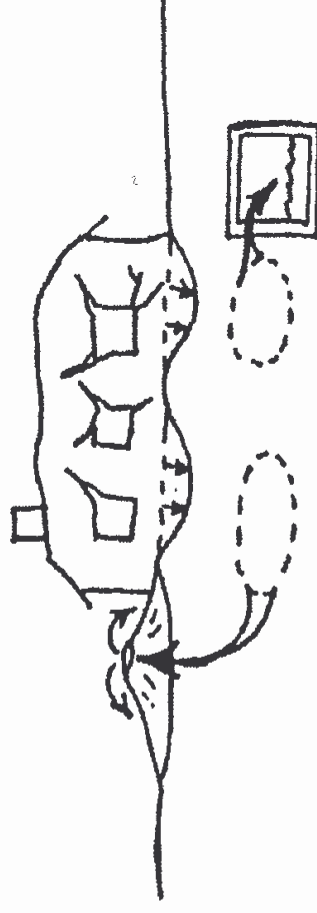
(b) Spreading Downslope or Downgrade



Efectos de LICUACIÓN



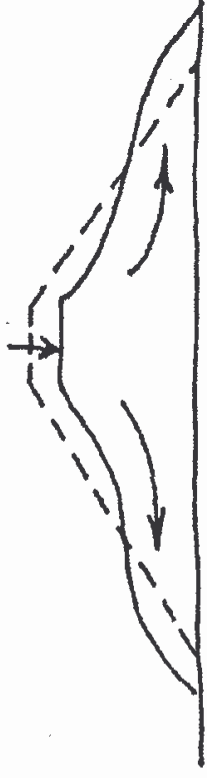
(a) Ground Loss Due to Cyclic Densification and/or Volumetric Reconsolidation



(b) Secondary Ground Loss Due to Erosion of "Boil" Ejecta



(c) Global Rotational or Translational Site Displacement



(d) "Slumping" or Limited Shear Deformations

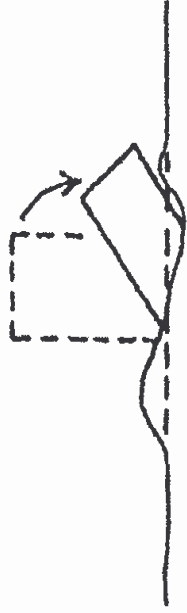
Efectos de LICUACIÓN



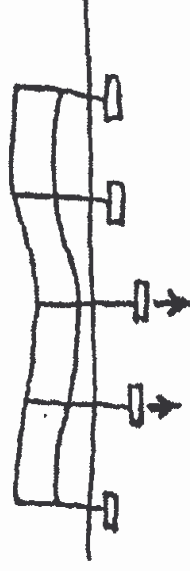
(e) Lateral Spreading and Resultant Pull-Apart Grabens



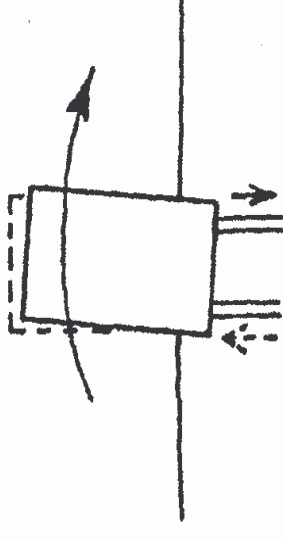
(f) Localized Lateral Soil Movement



(g) Full Bearing Failure



(h) Partial Bearing Failure
or Limited "Punching"



(i) Foundation Settlements
Due to Ground Softening
Exacerbated by Inertial
"Rocking"

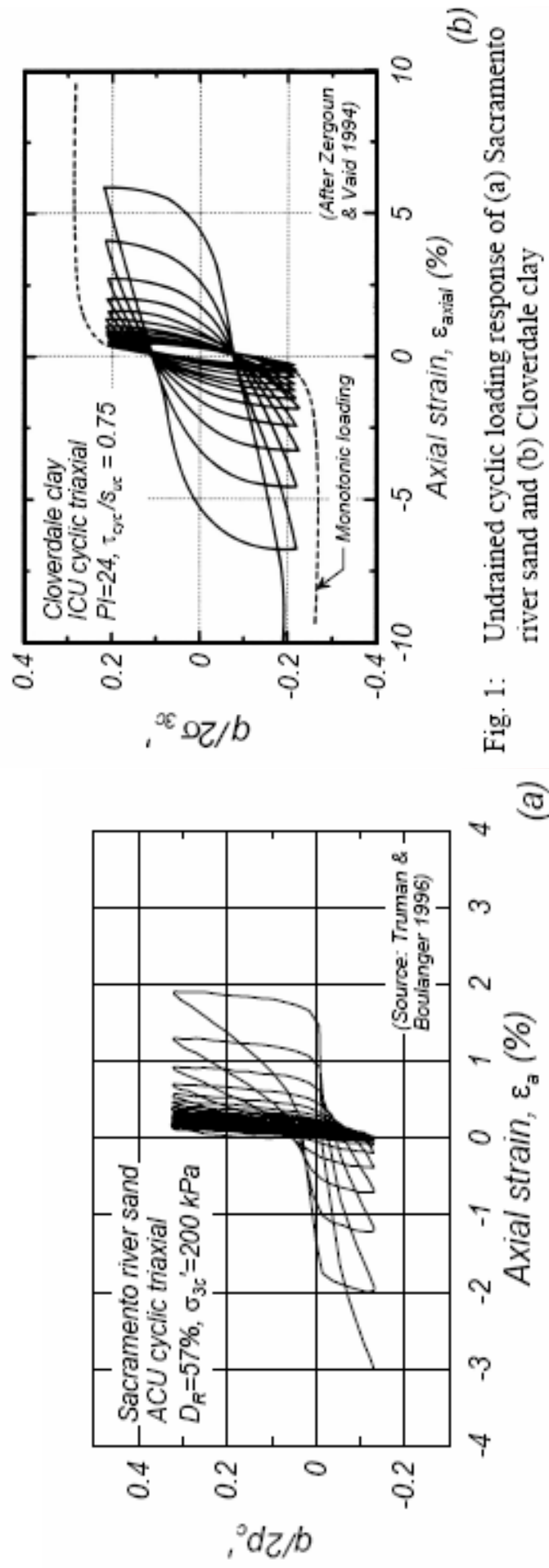


Fig. 1: Undrained cyclic loading response of (a) Sacramento river sand and (b) Cloverdale clay

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y FACTOR DE SEGURIDAD

- Definiciones:
 - CSR Cyclic Stress Ratio: Razón de esfuerzo cíclico actuante

$$CSR = \frac{\tau_{eq}}{\sigma_{Vo}}$$

- σ'_{vo} Esfuerzos normales iniciales
- τ_{eq} Esfuerzos de corte inducidos por el sismo

- CRR Cyclic Resistance Ratio: Razón de resistencia cíclica

$$CRR = \frac{\tau_1}{\sigma_{Vo}}$$

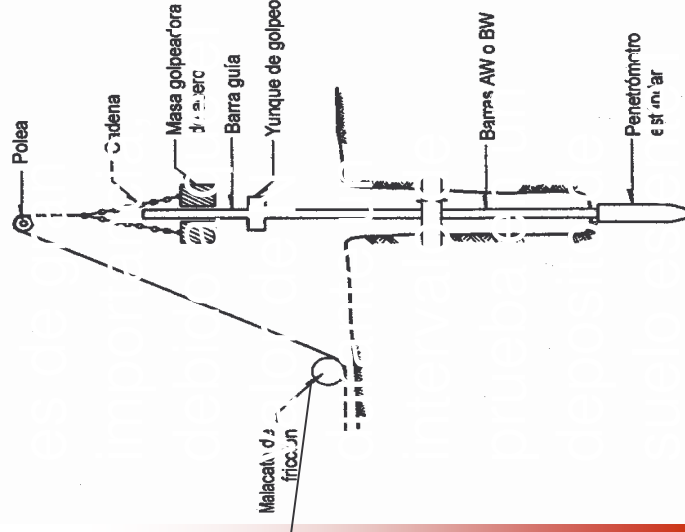
- τ_1 Esfuerzos necesarios para inducir licuación

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y FACTOR DE SEGURIDAD

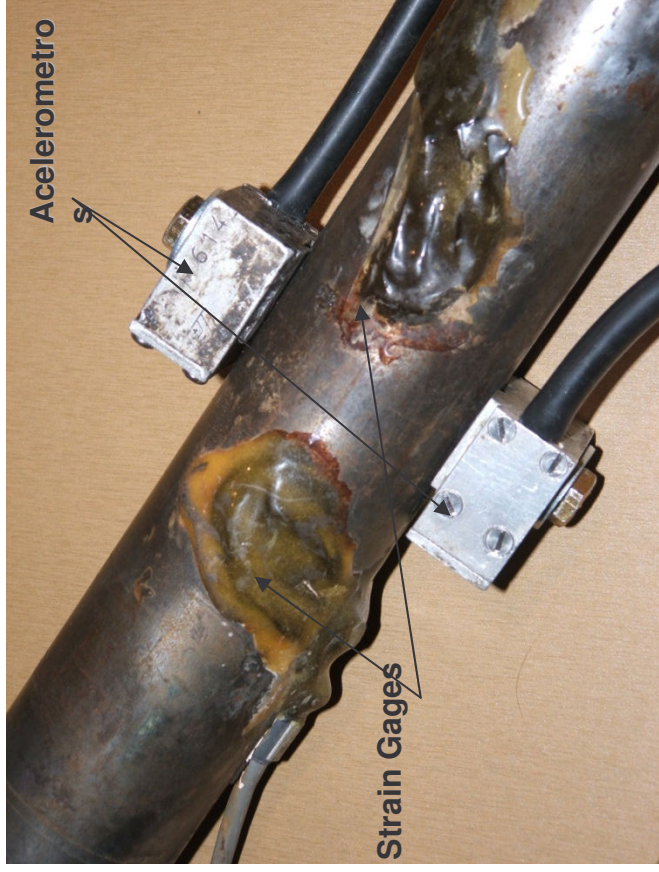
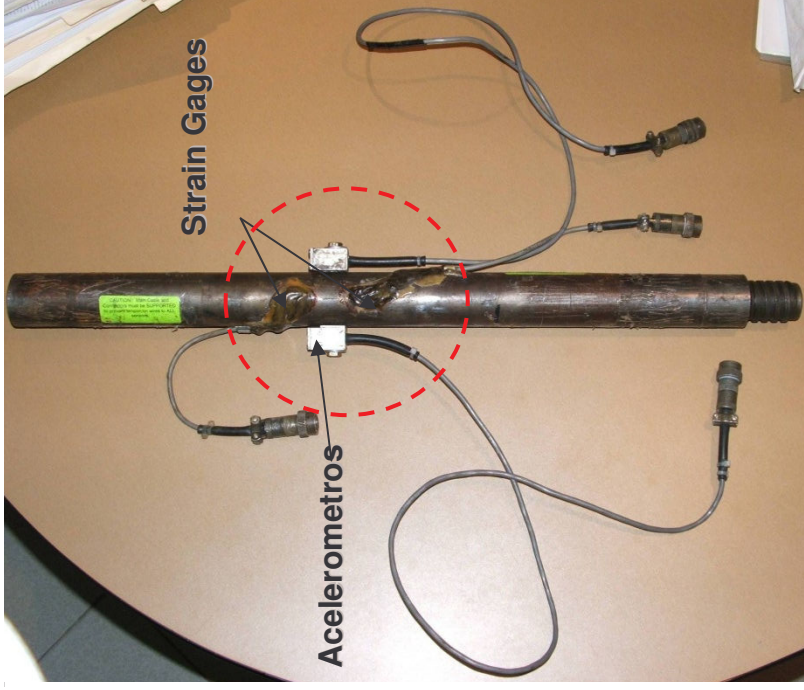
- Observaciones importantes:
 - La sollicitación sísmica se da a través de CSR. Esta razón se da para un sismo de magnitud $M = 7.5$
 - La resistencia a la LICUACIÓN se da a través del valor $(N_1)_{60}$
 - El valor N está normalizado para
 - 1 atmósfera de confinamiento
 - 60% de la energía de caída libre del martillo
 - La validez del gráfico presentado depende del grado de estandarización en los parámetros usados en el estudio
 - Usar un valor estándar de la penetración estándar es esencial

EQUIPO MECÁNICO – ENSAYO SPT

- La medición de la energía transmitida a las barras y al muestreador es de gran importancia, debido a que el valor de N durante un intervalo de prueba en un depósito de suelo es inversamente proporcional a la energía transmitida al muestreador, *Schmertmann y Palacio, 1979*.



Barra Instrumentada AWJ



Dimensiones:
DE:44.5mm
DI: 34mm
A: 6.47cm²
L:600mm

Se colocaron dos acelerómetros piezoresistente diametralmente opuesto, sobre un bloque de acero y soldados a la barra y dos medidores de deformación (Strain Gages) los cuales consisten cada en un puente tipo Wheastone de 350 Ohm pegado en una barrad de 60 cms de longitud tipo AWJ, estos instrumentos fueron conectados en un Analizador de señales, SPT AnalyzerTM (Pile Dynamics Inc.2000) el cual es similar al analizador de pilotes, Pile Driving Analyzer (PDA) PAL pero adaptado para medir la energía en pruebas SPT.



Estandarización del valor de NSPT

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_s$$

- N_m Valor obtenido en el terreno
- C_N Corrección para esfuerzos de confinamiento
- C_E Corrección para la energía transmitida
- C_B Corrección para el diámetro de la perforación
- C_R Corrección para el largo de la barra
- C_s Corrección para el tipo de cuchara

Eficiencias de martillos de la prueba SPT (adaptado de Clayton, 1990)

Country	Hammer Type (per Figure 4.10)	Hammer Release Mechanism	Hammer Efficiency E_m
Argentina	Donut	Cathead	0.45
Brazil	Pin weight	Hand dropped	0.72
China	Automatic	Trip	0.60
	Donut	Hand dropped	0.55
	Donut	Cathead	0.50
Colombia	Donut	Cathead	0.50
Japan	Donut	Tombi trigger	0.78–0.85
	Donut	Cathead 2 turns + special release	0.65–0.67
UK	Automatic	Trip	0.73
US	Safety	2 turns on cathead	0.55–0.60
	Donut	2 turns on cathead	0.45
Venezuela	Donut	Cathead	0.43

Factores de corrección (adaptado de Skempton, 1986)

Factor	Equipment Variables	Value
Borehole diameter factor, C_B	65–115 mm (2.5–4.5 in)	1.00
	150 mm (6 in)	1.05
	200 mm (8 in)	1.15
Sampling method factor, C_S	Standard sampler	1.00
	Sampler without liner (not recommended)	1.20
Rod length factor, C_R	3–4 m (10–13 ft)	0.75
	4–6 m (13–20 ft)	0.85
	6–10 m (20–30 ft)	0.95
	>10 m (>30 ft)	1.00

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y FACTOR DE SEGURIDAD

- Con $(N_1)_{60}$ se puede ahora obtener la resistencia a través del parámetro CRR. Obsérvese que la resistencia es función del contenido de partículas finas ($< 0.075 \text{ mm}$)

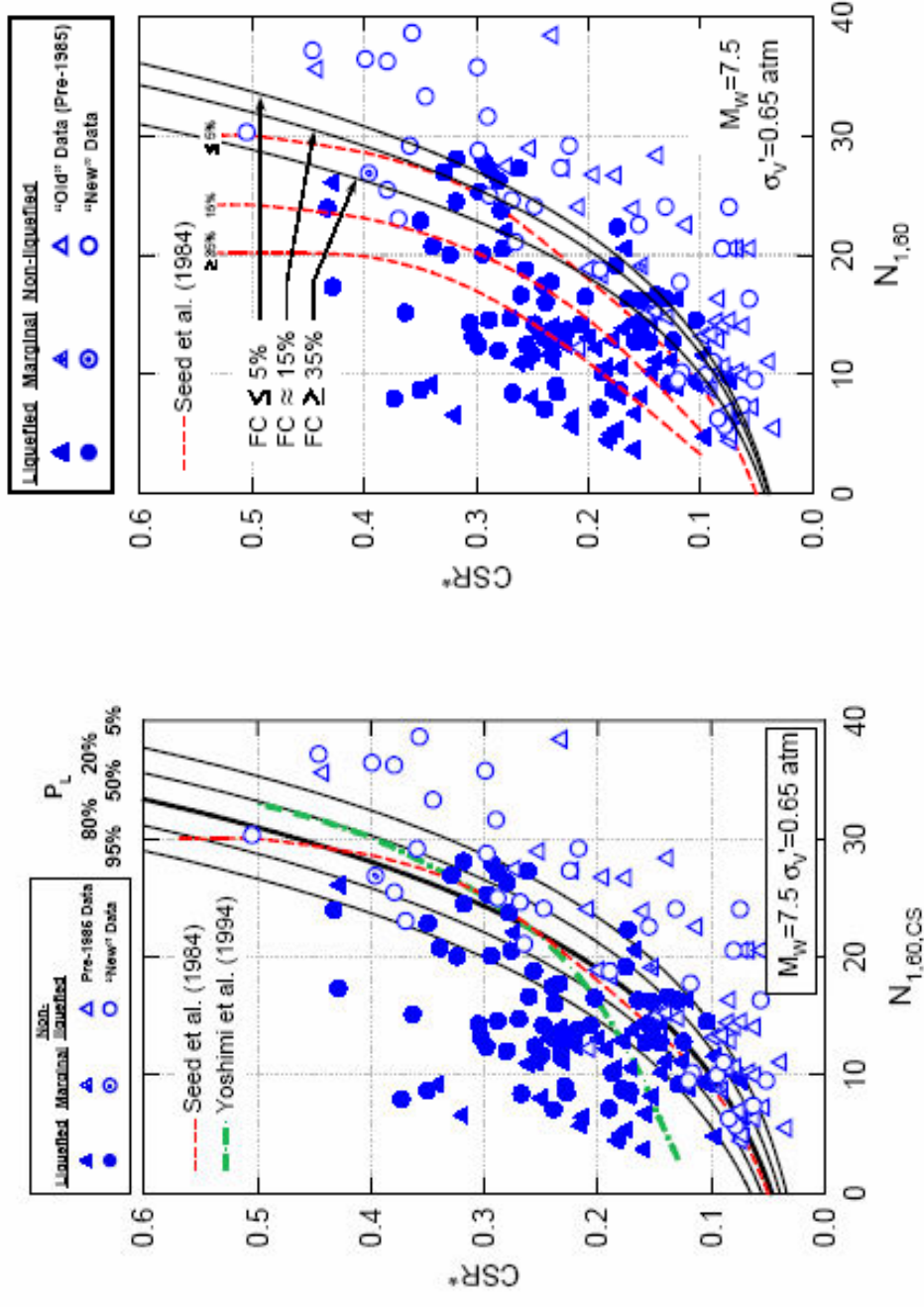


Fig. 11: Recommended "Deterministic" SPT-Based Liquefaction Triggering Correlation (for $M_w = 7.5$ and $\sigma_v' = 0.65 \text{ atm}$), with Adjustments for Fines Content Shown

Fig. 10: Recommended Probabilistic SPT-Based Liquefaction Triggering Correlation (for $M_w = 7.5$ and $\sigma_v' = 0.65 \text{ atm}$), and the Relationship for "Clean Sands" Proposed by Seed et al. (1984)

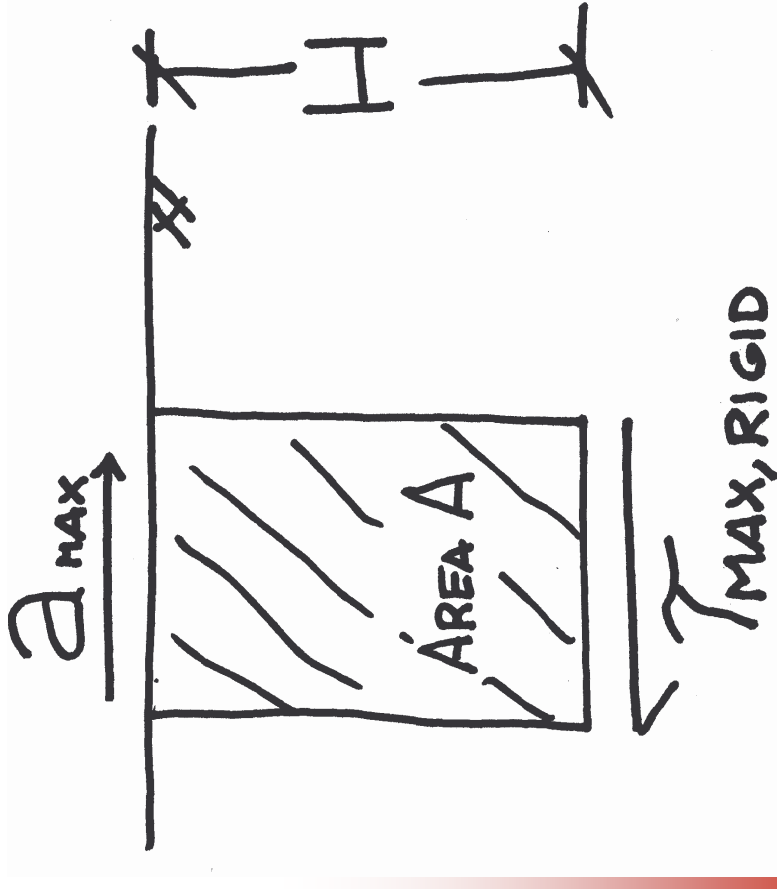
ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y FACTOR DE SEGURIDAD

Luego de obtener la resistencia, se debe determinar la sollicitación (CSR)

- Se aseme que el suelo por encima de una profundidad **H** actúa como un cuerpo rígido

$$F = m a$$

$$F/A = m a / A$$



$$(\tau_{max})_{RIGID} = \frac{\gamma H}{g} a_{max}$$

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y FACTOR DE SEGL

- Para el caso en que el suelo es deformable, se introduce factor modificante:

$$(\tau_{\max})_{\text{deform}} = (\tau_{\max})_{\text{rigid}} r_d$$

Ecuaciones para r_d están incluida en Youd e Idriss (2001)

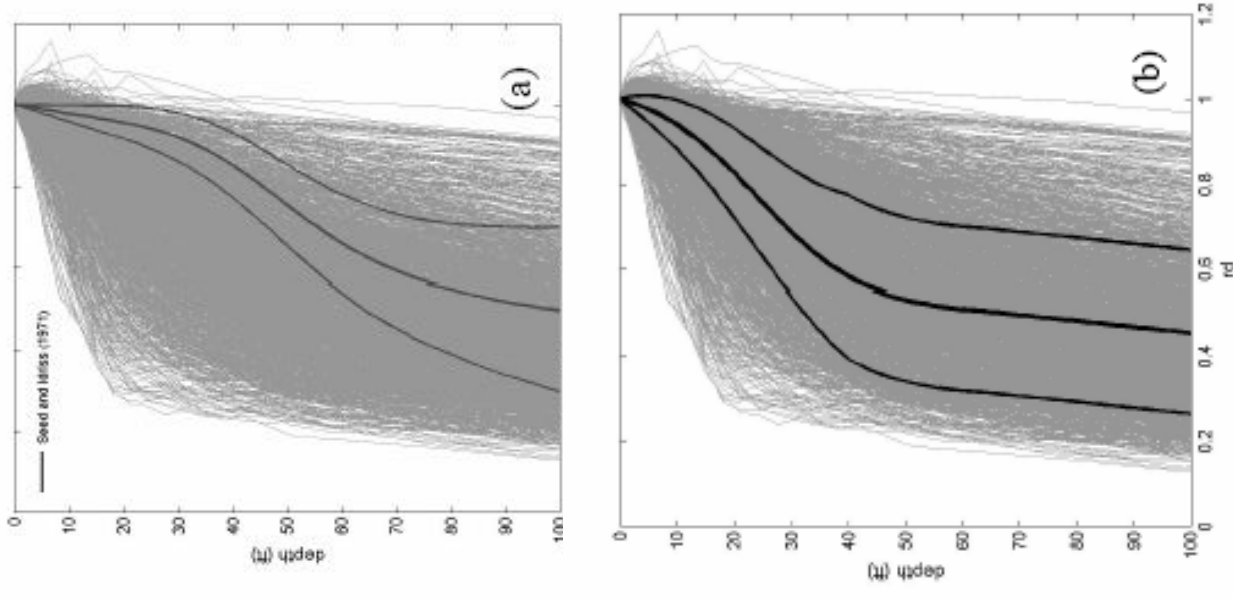


Fig. 7: R_d Results from Response Analyses for 2,153 Combinations of Site Conditions and Ground Motions, Superimposed with Heavier Lines Showing (a) the Earlier Recommendations of Seed and Idriss (1971), and (b) the Mean and ± 1 Standard Deviation Values for the 2,153 Cases Analyzed (After Cetin and Seed, 2000).

ANÁLISIS DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN Y FACTOR DE SEGURIDAD

- Combinando las dos ecuaciones previas se tiene
- El CSR máximo se obtiene normalizando el esfuerzo de corte por el esfuerzo efectivo
- Este esfuerzo máximo no actúa durante toda la duración de la vibración (debido a que fue obtenido usando la aceleración máxima), por lo tanto se lo reduce proporcionalmente usando un factor de 0.65

$$(\tau_{\max})_{\text{EQ}} \approx \frac{a_{\max}}{g} \gamma H r_d$$

$$(\text{CSR})_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{V_0}} \approx \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{V_0}}{\sigma_{V_0}} r_d$$

$$\text{CSR} \approx 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{V_0}}{\sigma_{V_0}} r_d$$

FACTOR DE CORRECCIÓN POR MAGNITUD DEL SISMO

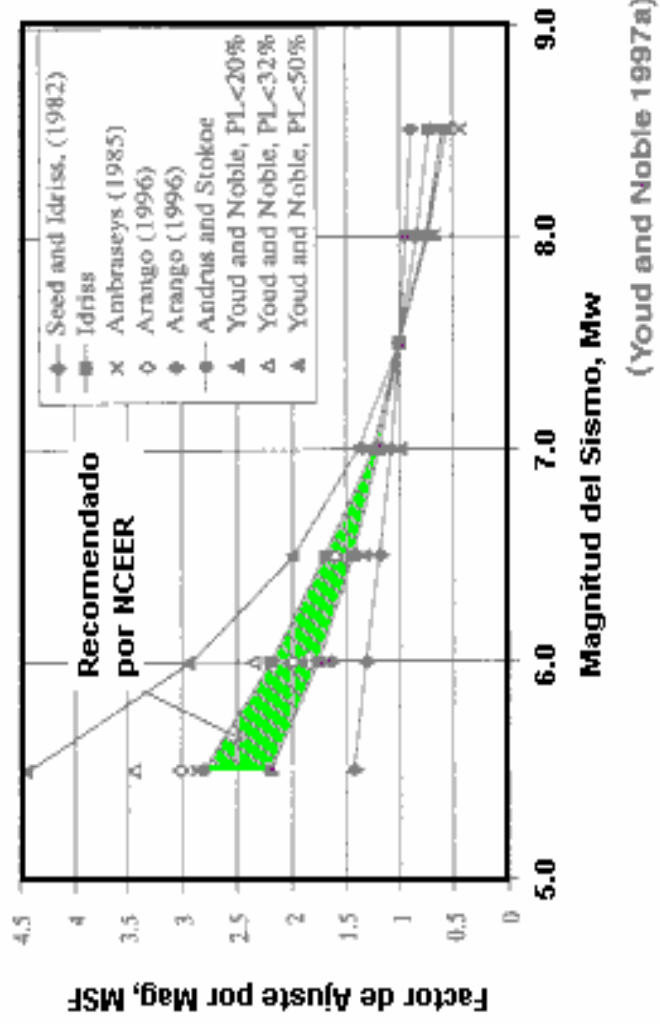
- Obsérvese que las curvas de resistencia (CRR) se desarrollan para un sismo de $M_w = 7.5$. Para generalizar la resistencia, se introducen factores de corrección, Seed et al (2003):

$$CSR_N = CSR_{eq, M=7.5} = CSR_{eq, M=M} / DWF_M$$

- Corrección para Magnitud (Magnitude – Correlated Duration Weighting, DWF_M)
 - Es en realidad una corrección para incorporar las variación en duración en el movimiento vibratorio. A mayor duración, mayor generación de presión de poros y mayor probabilidad de que haya LICUACIÓN

FACTORES DE AJUSTE DE LA MAGNITUD

MSF (Según)		MAGNITUD DEL SISMO							
		5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	
Seed y Idriss (1982)		1.43	1.32	1.19	1.08	1	0.94	0.89	
Idriss (1995)		2.2	1.76	1.44	1.19	1	0.84	0.72	
Ambrasey (1988)		2.86	2.2	1.69	1.3	1	0.67	0.44	
Arango (1996)	S.Distance	3	2	1.6	1.25	1	0.75	-	
	S.Energía	2.2	1.65	1.4	1.1	1	0.85	-	
Andrus y Stokoe (1997)		2.8	2.1	1.6	1.25	1	0.8	0.65	
Youd y Noble (1997)	$P_1 < 20\%$	2.86	1.93	1.34	1	-	-	-	
	$P_1 < 32\%$	3.42	2.35	1.66	1.2	-	-	-	
	$P_1 < 50\%$	4.44	2.92	1.99	1.39	1	0.73	0.56	



FACTOR DE AJUSTE POR CONFINAMIENTO

$$CSR_{liq} = CSR_{liq, 1atm} * K\sigma$$

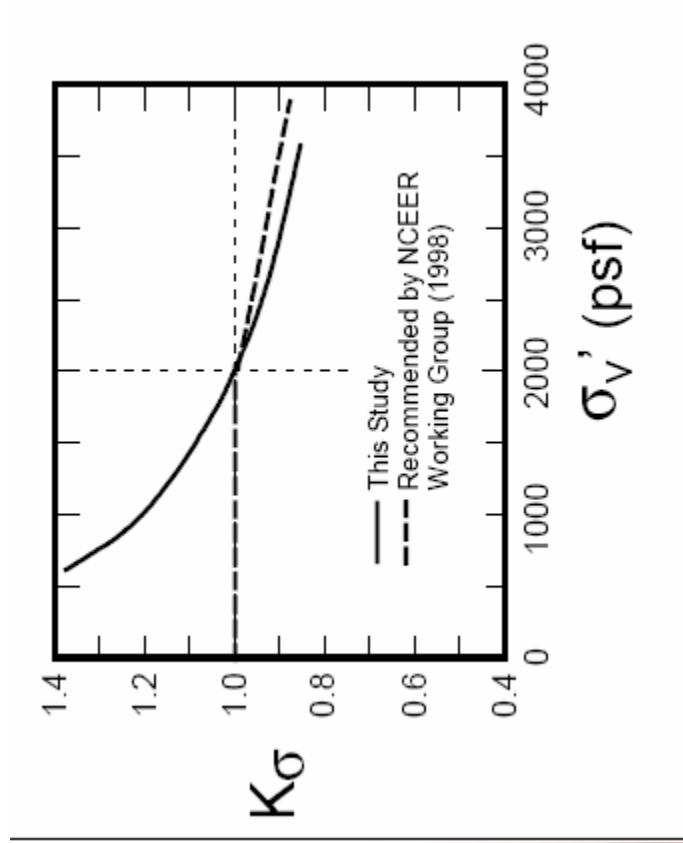
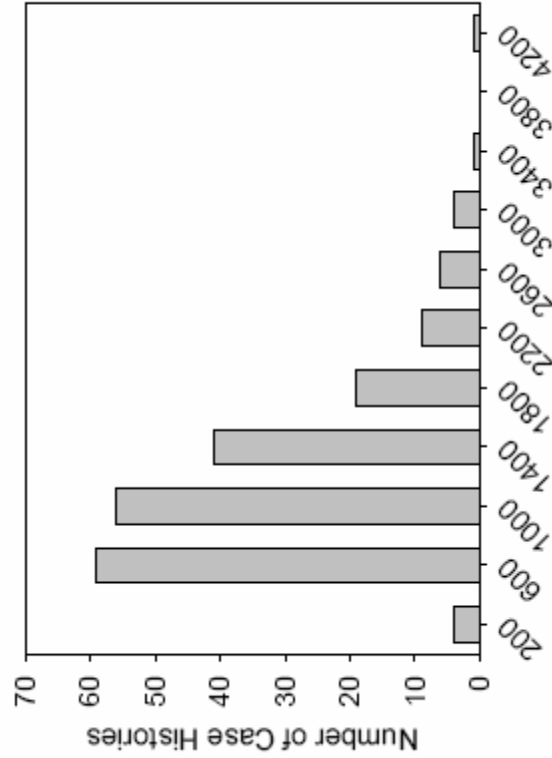


Fig. 15: Values of $K\sigma$ Developed and Used in These Studies, NCEER Working Group Recommendations (for $n=0.7$, $D_R \approx 60\%$) for Comparison

FACTOR DE CORRECCIÓN POR INCLINACIÓN DEL TERRENO

- Corrección para terrenos con pendiente (K_α)
 - La presencia de una pendiente implica la existencia de esfuerzos de corte estáticos en el suelo. Estos afectan el potencial de LICUACIÓN
 - No existe un consenso en la profesión sobre el valor de K_α , se recomienda que en caso de necesidad, se hagan estudios para cada suelo en particular
 - En casos de que un terreno con pendiente tenga tendencia a la LICUACIÓN, se sugiere aplicar diseños conservadores debido al potencial de daños debido a grandes deformaciones.

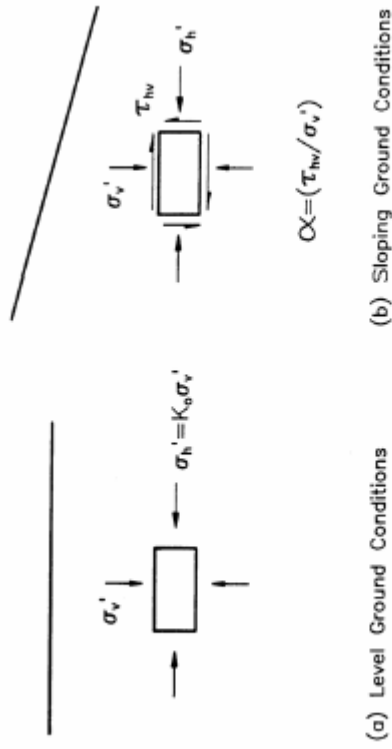


Fig. 38: Stress Conditions on Horizontal Planes beneath Level and Sloping Ground Surfaces (Seed et al., 1979)

$$CSR_{liq, \alpha > 0} = CSR_{liq, \alpha = 0} \cdot K\alpha$$

$$CSR_{eq, \alpha > 0} = CSR_{eq, \alpha = 0} / K\alpha$$

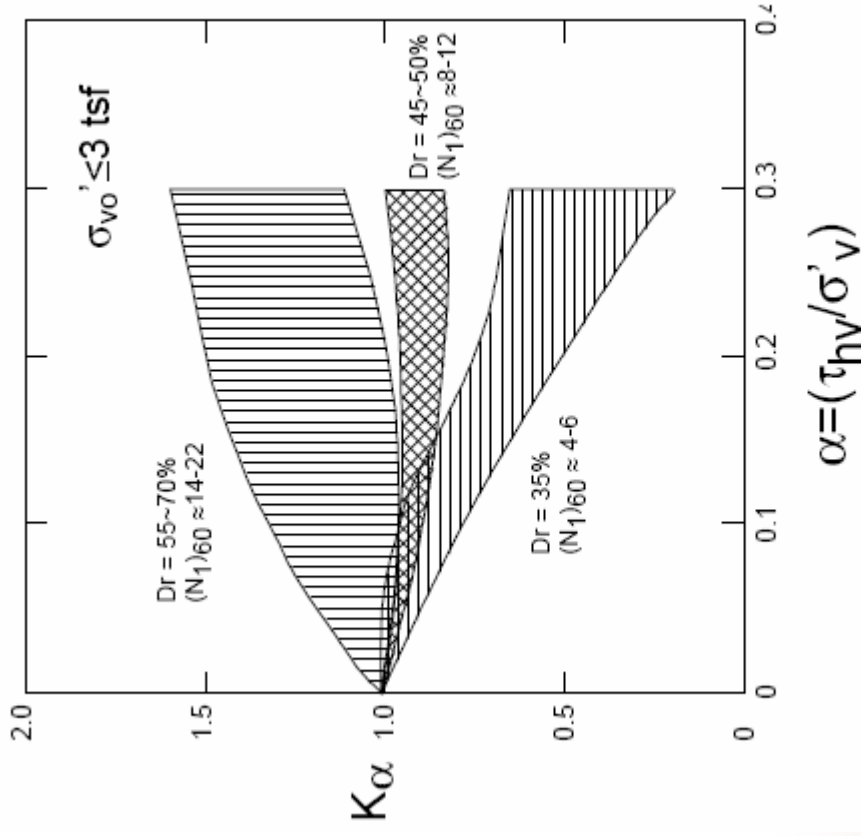
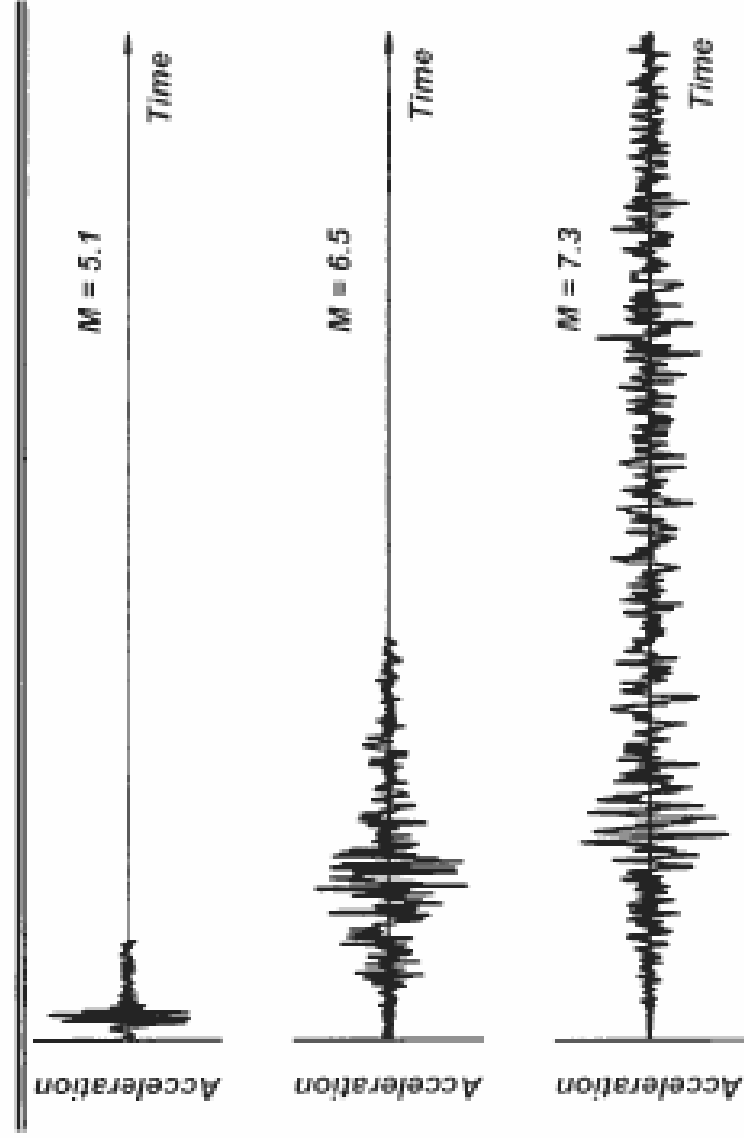


Fig. 39: Recommended Values of K_α as a Function of SPT N-Values for Effective Vertical Stresses of Less Than 3 atmospheres (After Harder and Boulanger, 1997)

Effects of duration



Effects of duration

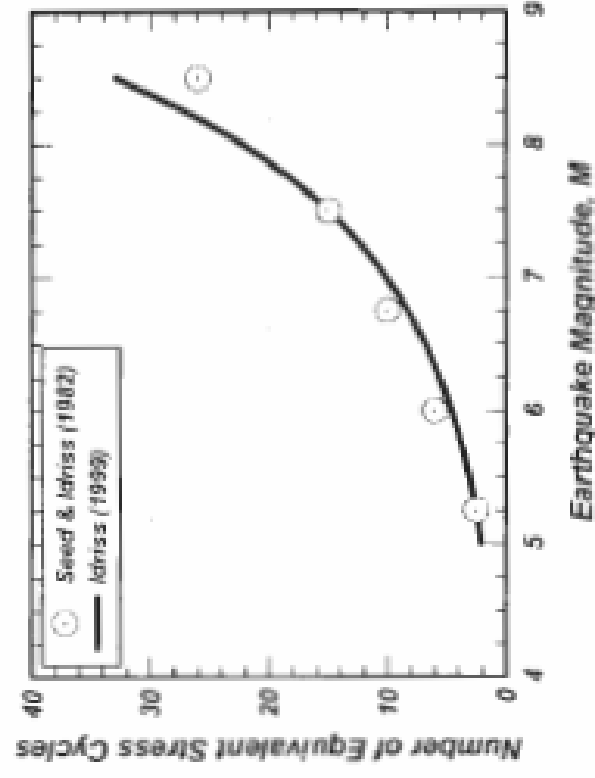
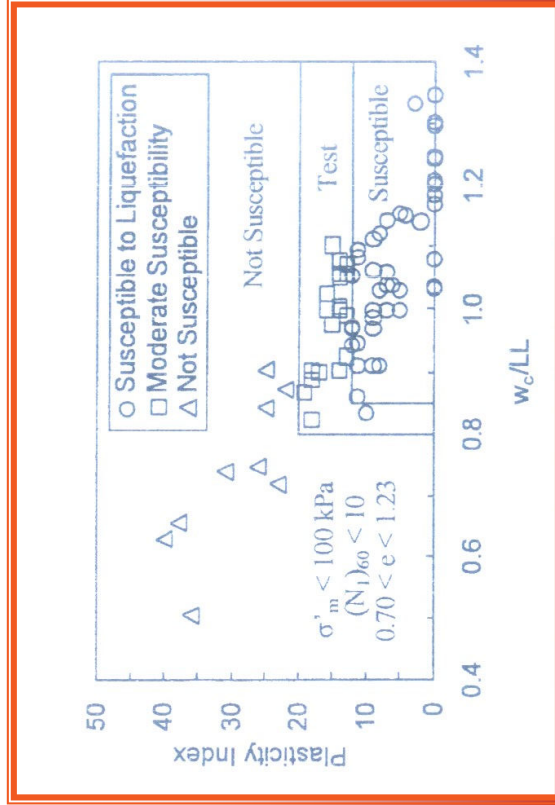
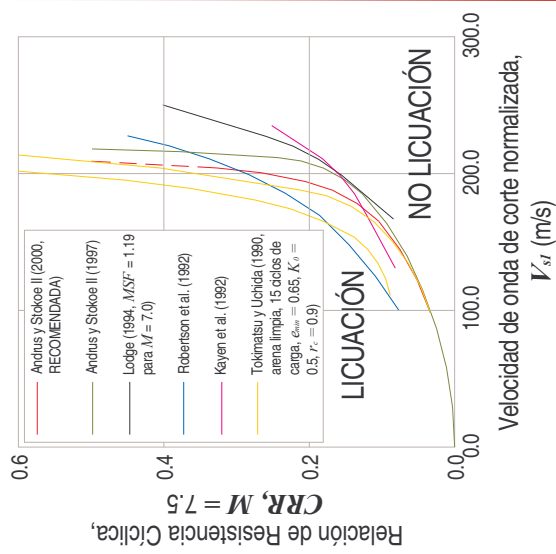
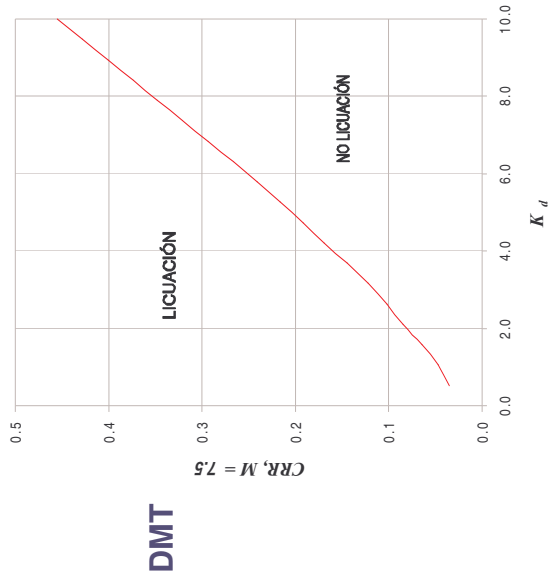
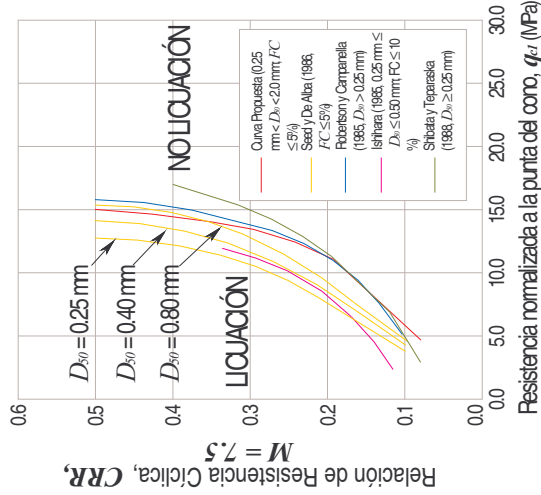
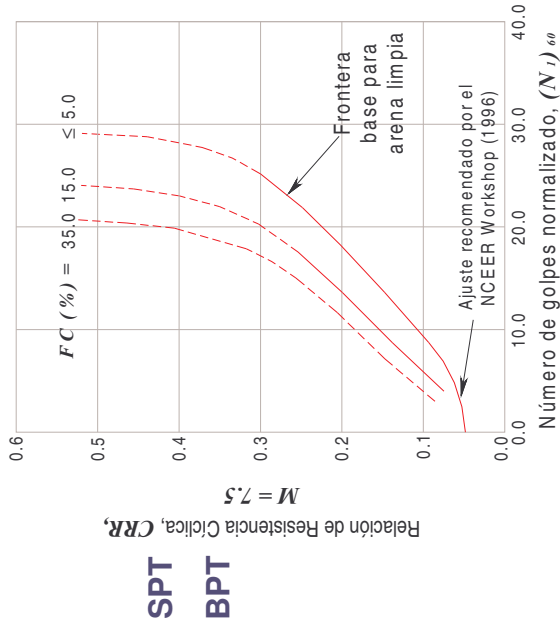


Figure 62 – Mean number of equivalent uniform cycles at 65% of the peak stress versus earthquake magnitude.

Métodos empíricos para Análisis de licuación

$$CRR = \frac{\tau_1}{\sigma_{Vo}}$$



J. D. BRAY,
R.B. SANCIO,
H.T.
DURGUNOGLU
2004

Método de Seed e Idriss usando Prueba SPT, actualizado Seed et al (2003)

1. Análisis Preliminar
 1. Análisis de suceptibilidad
 - Si suelos no están saturados, se tiene que considerar la posibilidad de que lo estén en el futuro
 2. Análisis de efectos
 - Desplazamientos y asentamientos
 - Análisis de capacidad de soporte
2. Análisis del inicio de la LICUACIÓN
 - a) Evaluar esfuerzos iniciales en el perfil de suelos
 - b) Seleccionar el sismo que controla el diseño: Seleccionar Aceleración Máxima en superficie y la Magnitud del sismo
 1. Análisis determinístico de riesgo sísmico
 2. Análisis probabilístico de riesgo sísmico con desagregación de riesgo

Método de Seed e Idriss usando Prueba SPT, actualizado Seed et al (2003)

c) Obener la sollicitación CSR para un terremoto de Mw = 7.5

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{V_0}}{\sigma_{V_0}}, I_d$$

d) Obtener el valor corregido de resistencia al ensayo de penetrometría estándar, $(N_1)_{60}$ y correlacionarlo con la resistencia a la LICUACIÓN, (CRR)

- El valor de CRR depende del contenido de partículas finas del suelo
- También se puede aplicar la corrección a CRR sugerida por Youd e Idriss (2001) y luego usar la correlación para arenas limpias

e) Calcular los factores de magnitud (DWF_M) y factor para esfuerzos de confinamiento (K_σ)

f) Obener el factor de seguridad (FS) contra LICUACIÓN

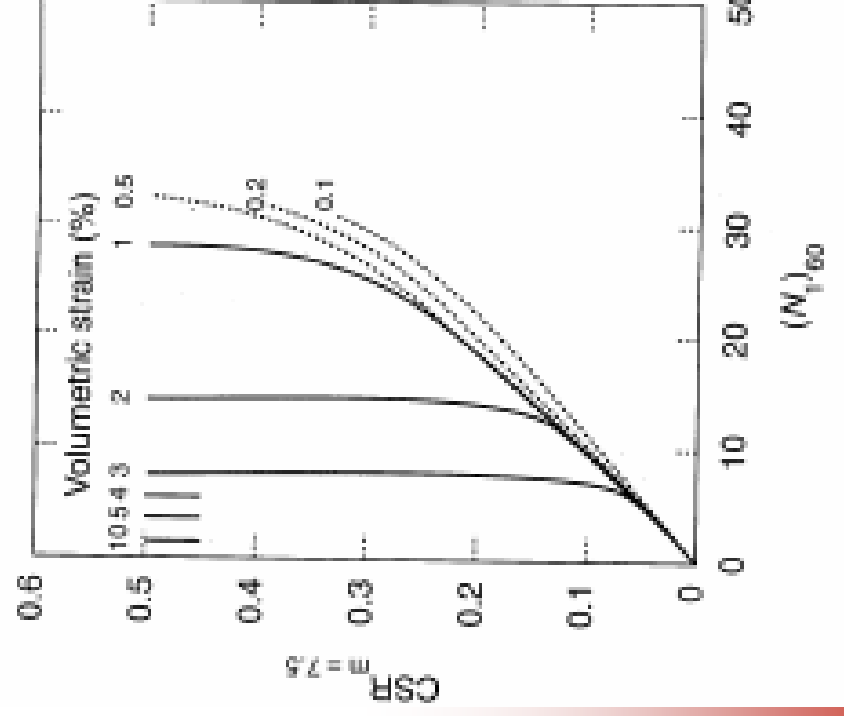
$$FS = (CRR/CSR) * DWF_M * K_\sigma$$

Método de Seed e Idriss usando Prueba SPT, actualizado Seed et al (2003)

- Recomendaciones
 - $FS > 1.4$ Aceptable, deformaciones mínimas
 - $FS > 1.25$ Probablemente no habrá problemas
- - » Realizar nuevos estudios si las consecuencias de LICUACIÓN son graves
- $FS < 0.9$ Tomar medidas de prevención
- Para el caso intermedio de $0.9 < FS < 1.25 - 1.4$, se justifica realizar ensayos de terreno mas extensos

	TIPO DE ENSAYO			
	SPT	CPT	Vs	BPT
Información Histórica	Abundante	Abundante	Limitada	Escasa
Estados de tensiones - deformaciones inducidos	Parcialmente drenado, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones	Pequeñas deformaciones	Parcialmente drenado, grandes deformaciones
Control de calidad y repetibilidad	Bueno a pobre	Muy bueno	Bueno	Pobre
Detección de variabilidad en el depósito	Buena para serie abundantes de ensayos	Muy buena	Mala	Mala
Tipos de suelos en los que se aplica	Cualquiera menos graves	Cualquiera menos graves	Todos	Principalmente graves
Extracción de muestras	Si	No	No	No
Resultados	Indices	Indices	Mediciones	Indices

Figure 9.53 Chart for estimation of volumetric strain in saturated sands from cyclic stress ratio and standard penetration resistance. (After Tokimatsu and Seed, 1987. Evaluation of settlements in sand due to earthquake shaking, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 113, No. 8, Reprinted by permission of ASCE.)



COMO SE HA APLICADO EL CONCEPTO DE LICUACIÓN EN LOS ESTUDIOS DE SUELOS EN NUESTRO MEDIO PARA **SUELOS FINOS** ?

- “Teniendo en cuenta que los suelos presentes en el subsuelo son cohesivos (...finos, plásticos,...), no se presenta el fenómeno de la licuación....”



- No se realiza ningún análisis del comportamiento (pérdida de resistencia y deformaciones) de suelos arcillosos o limosos.

3. CONCEPTOS SOBRE LICUACIÓN Y FALLA CÍCLICA (POSTERIOR AL 2004)

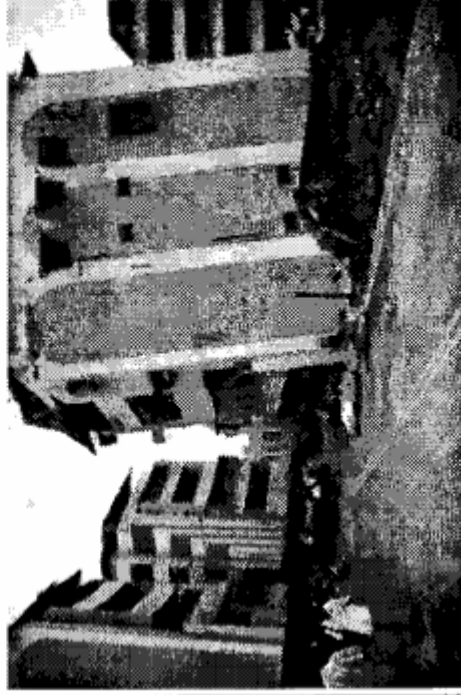


August 1999 Izmit-Turkey EQ- Adapazarı

FALLA O PÉRDIDA DE RESISTENCIA CÍCLICA DE ARCILLAS Y LIMOS PLÁSTICOS.

Site A in Wufeng, Taiwan, 1999

- 1999 Chi-chi earthquake ($M=7.6$), $PGA \approx 0.70\text{ g}$.
- Detailed site characterization data by Stewart et al. (2003, 2004) and Chu et al. (2003, 2004, 2008).



Photos at Wufeng by R. B. Seed



Figure 124. Ground failure along Fourth Avenue, Anchorage after the 1964 Prince William Sound, Alaska earthquake (photo: W. Hansen).

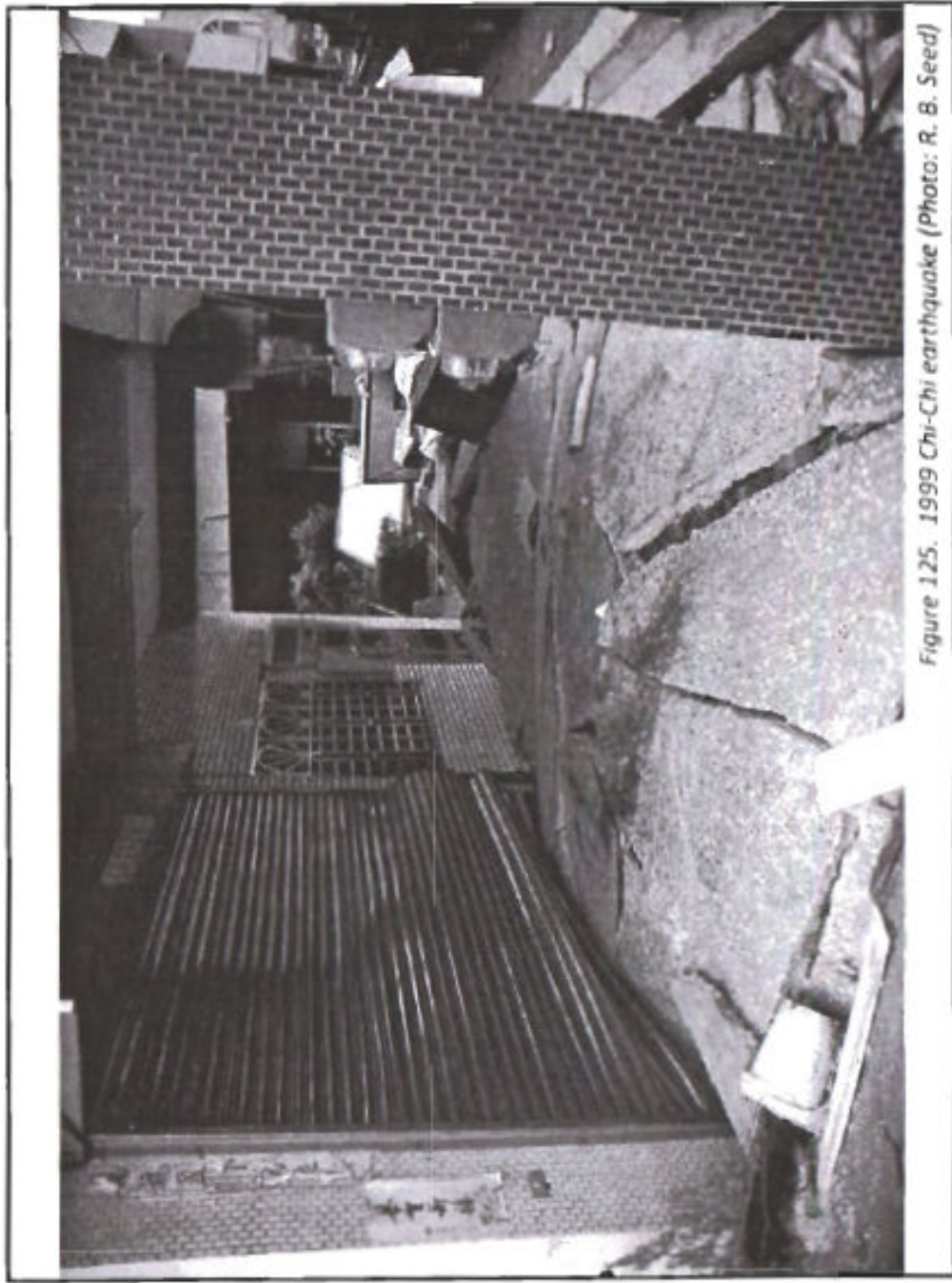
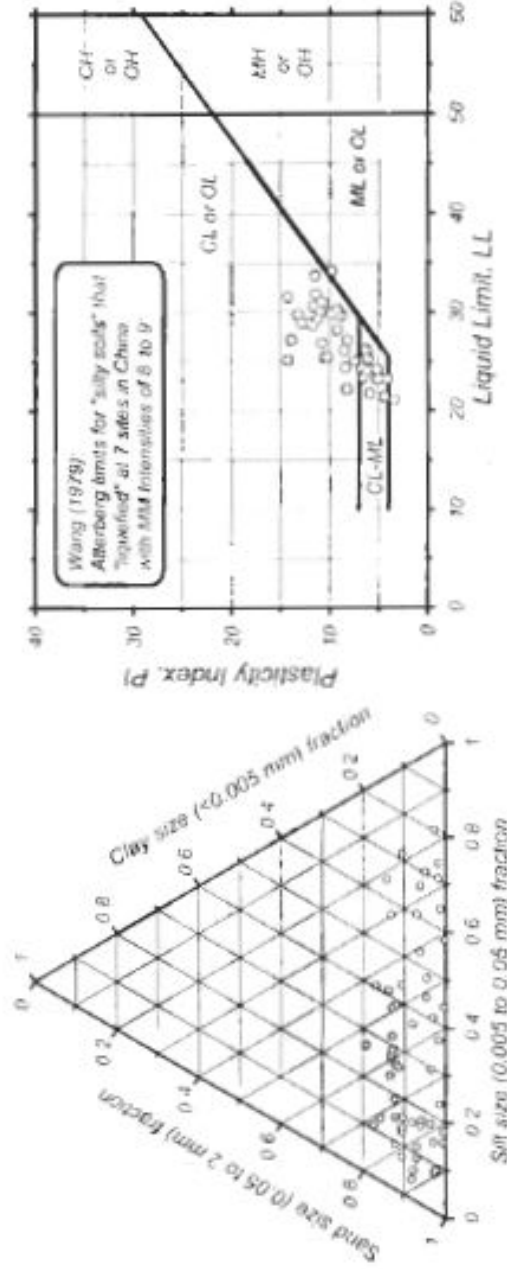


Figure 125. 1999 Chi-Chi earthquake (Photo: R. B. Seed)

Seed & Idriss (1982) - later called Chinese criteria



Vulnerable to severe strength loss if it meets all three of the following:

- Liquid limit, $LL \leq 35$
- Fraction finer than $5 \mu m \leq 15\%$
- Natural water content, $w_n \geq 0.9 LL$

If such a soil plots above the A-line, recommended cyclic testing.

1. Percent Finer than 0.005mm $\leq 15\%$
2. Liquid Limit (LL) $\leq 35\%$
3. Water Content (W) $\geq 0.9 \times LL$

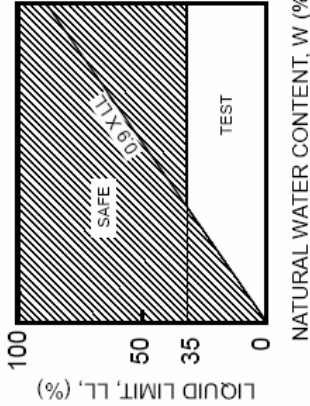


Fig. 2: Modified Chinese Criteria (After Wang (1979) and Seed and Idriss (1982))

Clay Content ² < 10%	Liquid Limit ¹ < 32	Liquid Limit ≥ 32 Further Studies Required (Considering plastic non-clay sized grains – such as Mica)
Clay Content ² $\geq 10\%$	Further Studies Required (Considering non- plastic clay sized grains – such as mine and quarry tailings)	Not Susceptible

- Notes:
1. Liquid limit determined by Casagrande-type percussion apparatus.
 2. Clay defined as grains finer than 0.002 mm.

Fig. 3: Liquefaction Susceptibility of Silty and Clayey Sands (after Andrews and Martin, 2000)

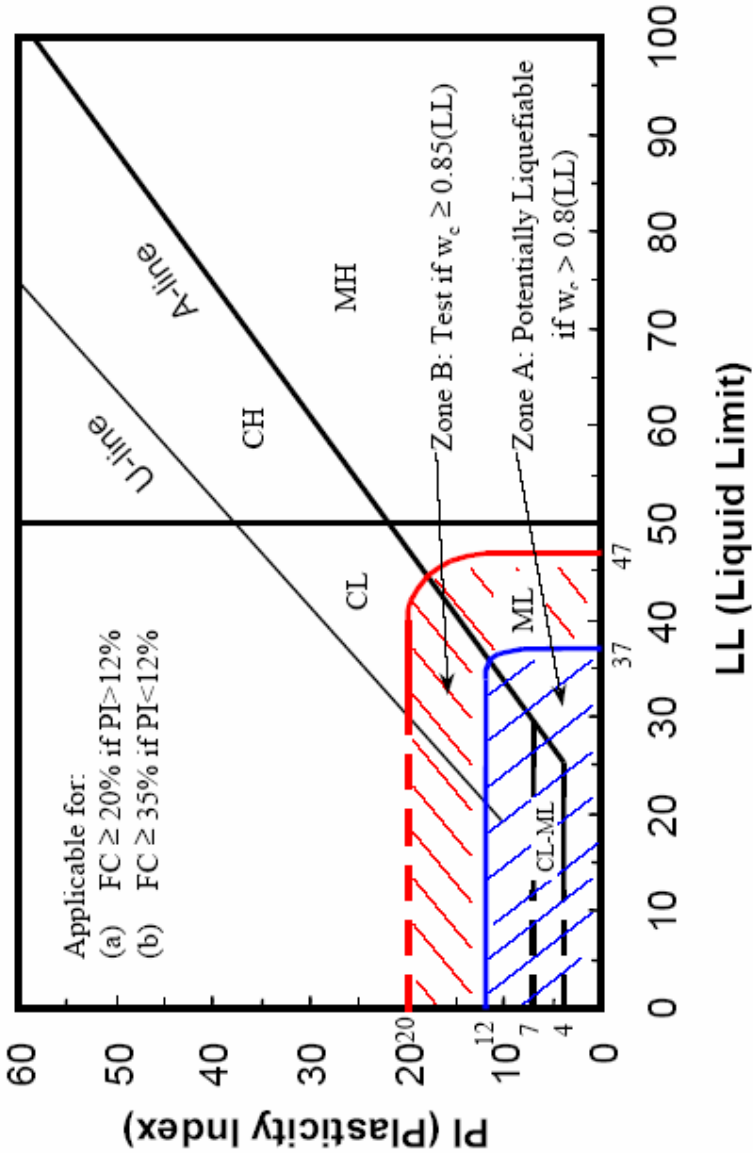


Fig 4: Recommendations Regarding Assessment of "Liquefiable" Soil Types

Criterio basado en límites de Atterberg (Bray y Sancio, 2004 y 2006)

La **licuación en suelos de grano fino** es manifestada típicamente como movilidad cíclica con deformaciones de flujo limitada, resultado de una pérdida transcendental de resistencia cortante debido exceso de presión de poros.

El criterio del índice de plasticidad (IP) es un buen indicador de la susceptibilidad a la “licuación”, pero también deberá considerarse como un índice de susceptibilidad de la “licuación” en lugar de un criterio absoluto.

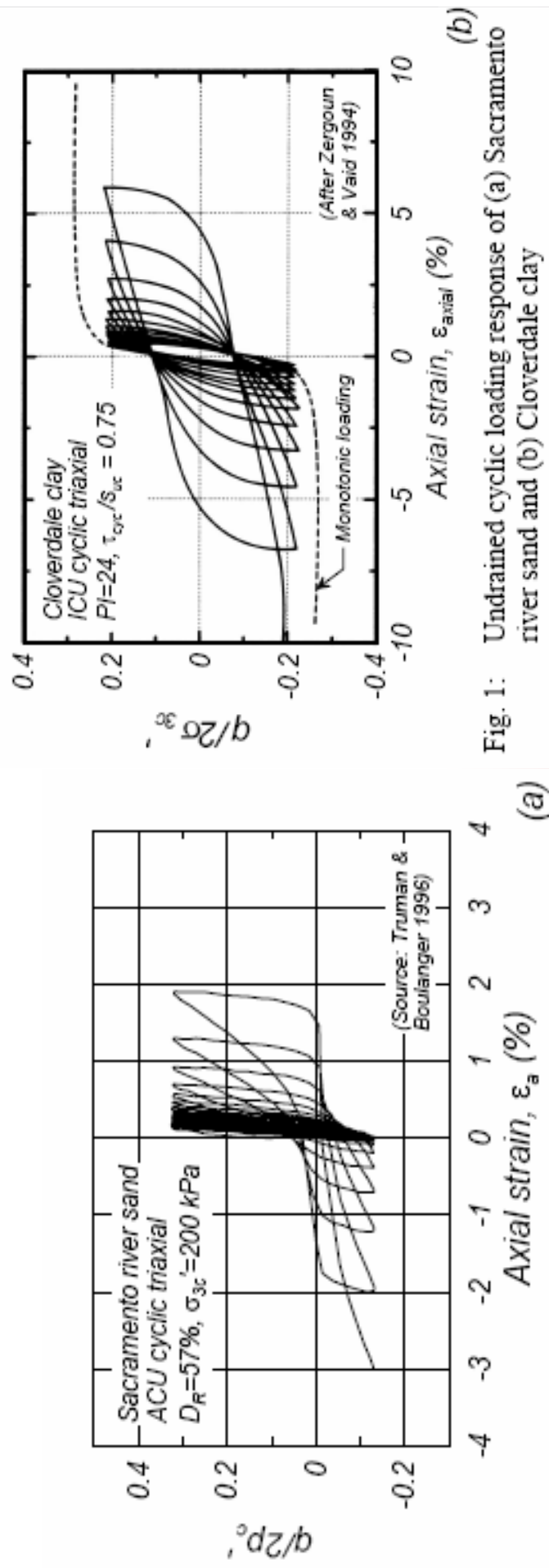
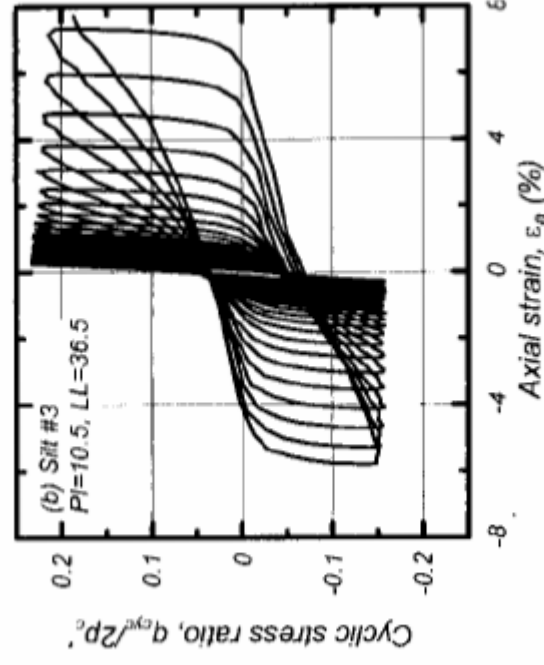
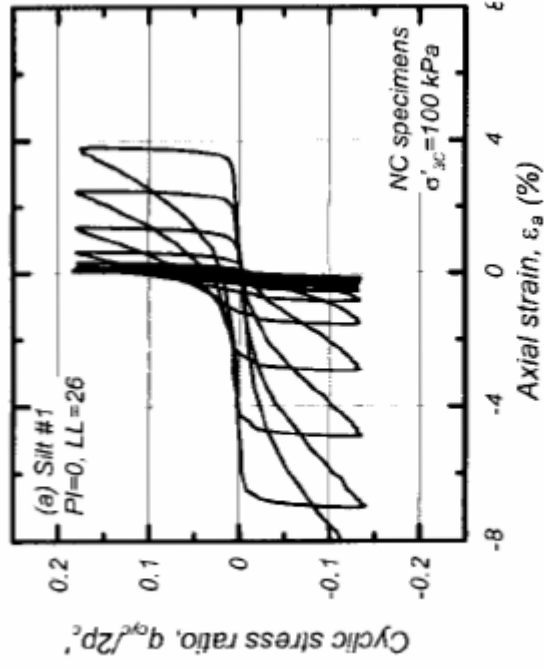


Fig. 1: Undrained cyclic loading response of (a) Sacramento river sand and (b) Cloverdale clay



- Both $PI=0$ and $PI=10$ silts developed large strains.
- $PI=10$ exhibits stress-history normalized strengths; $PI=0$ did not.

Recommended Criteria for Liquefaction Susceptibility

(Bray et al. 2004)

Susceptible Soils: $PI \leq 12$ & $w_c/LL > 0.85$

Moderate Susceptibility: $w_c/LL > 0.8$ & $12 < PI \leq 20$

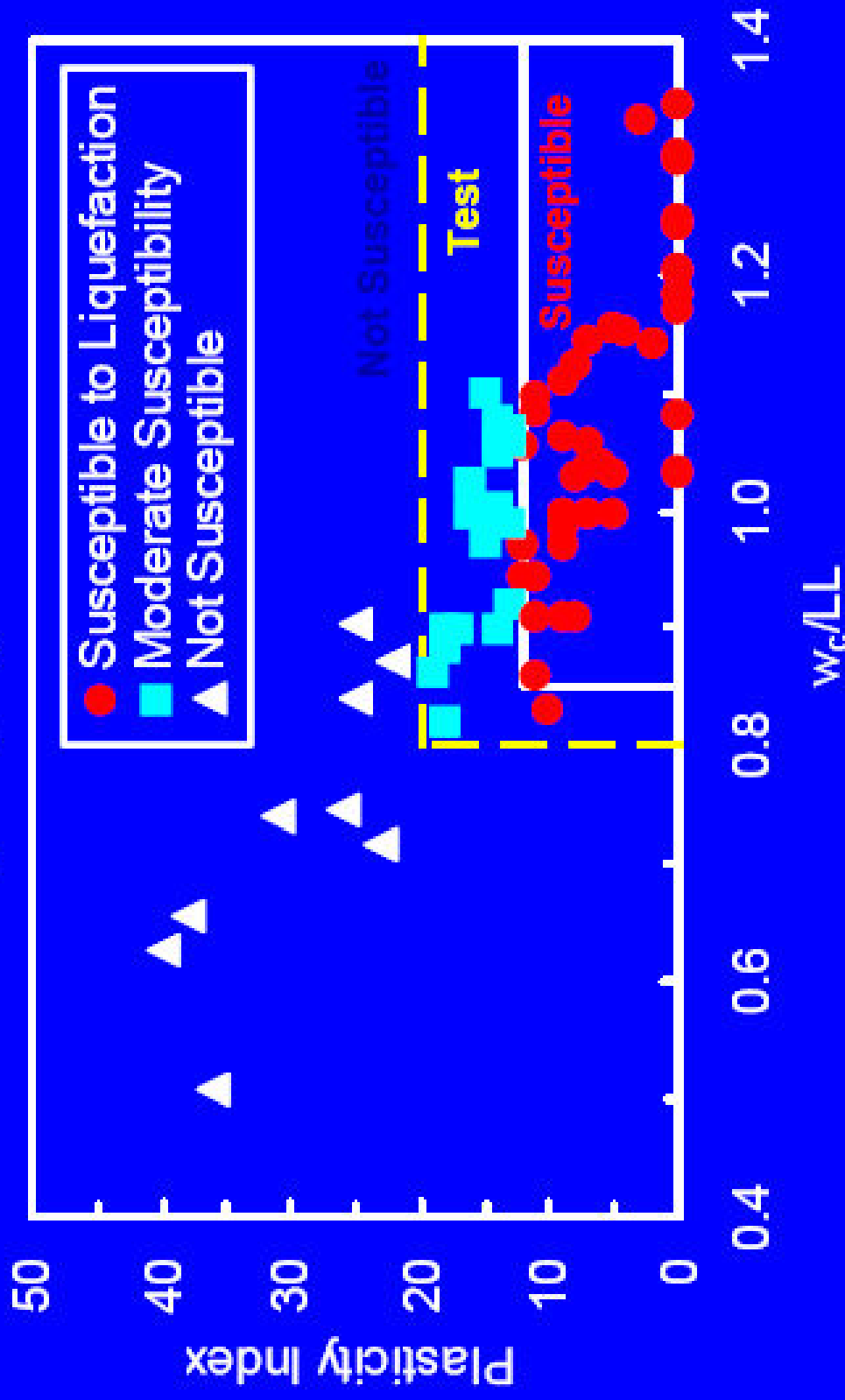


Figure 128. Response of Boston Blue clay in undrained direct simple shear tests on samples with preconsolidation stresses of 400–800 kPa and OCRs of 1, 2, 4, and 8 (after Ladd and Foott 1974):
 (a) normalized shear stress versus shear strain and
 (b) normalized shear strength versus OCR.

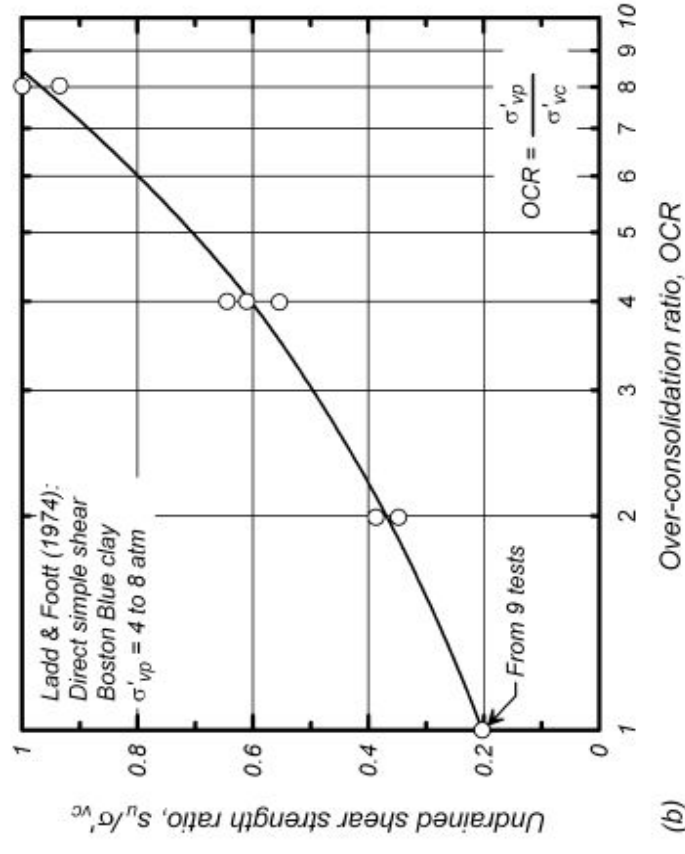
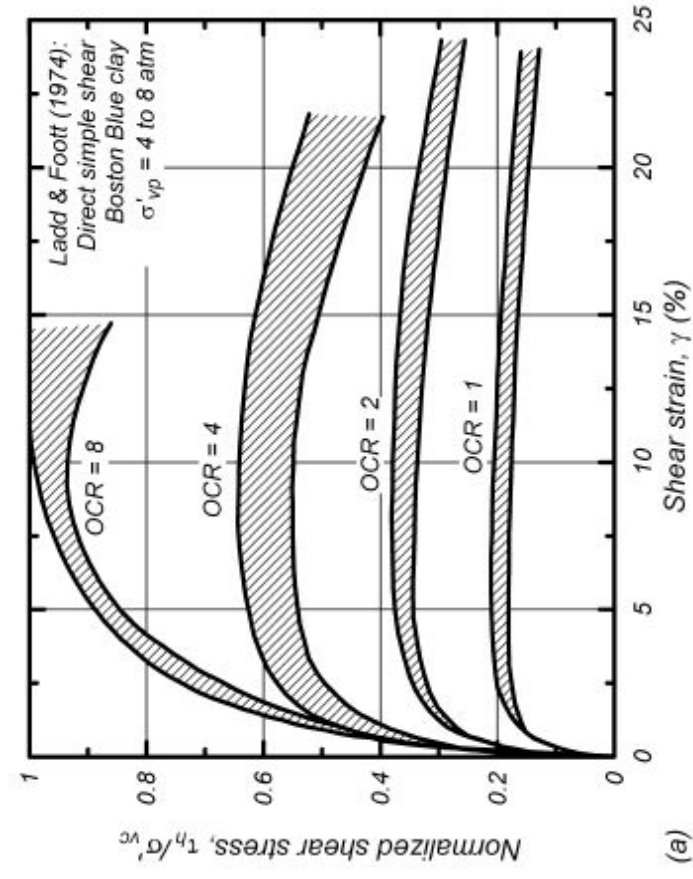
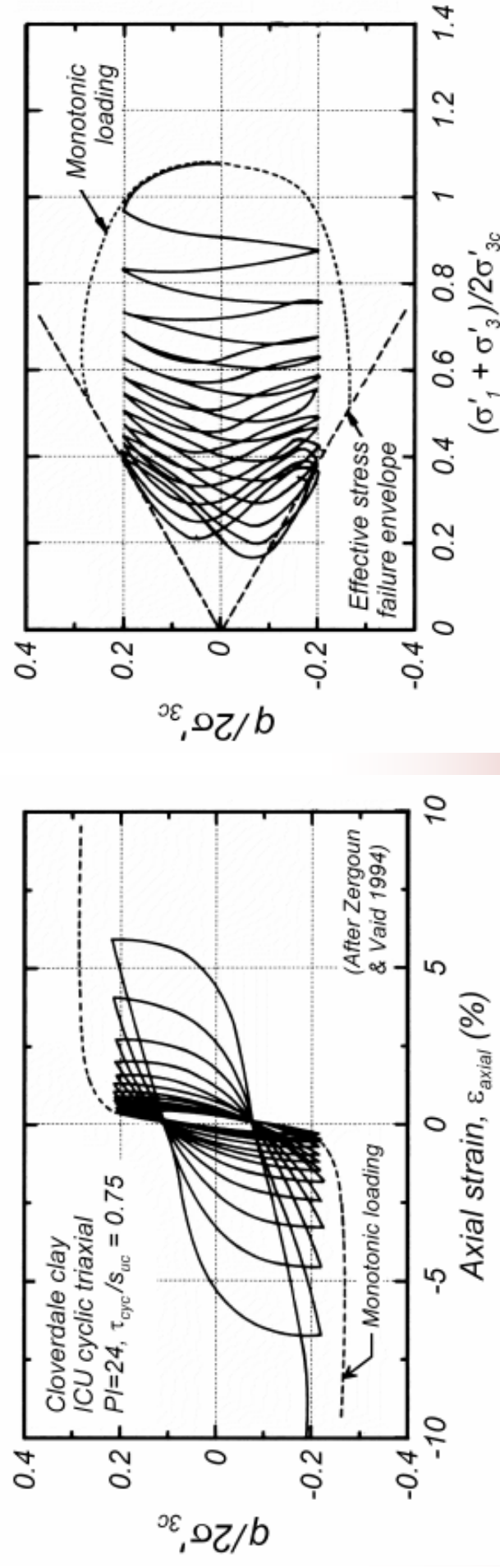
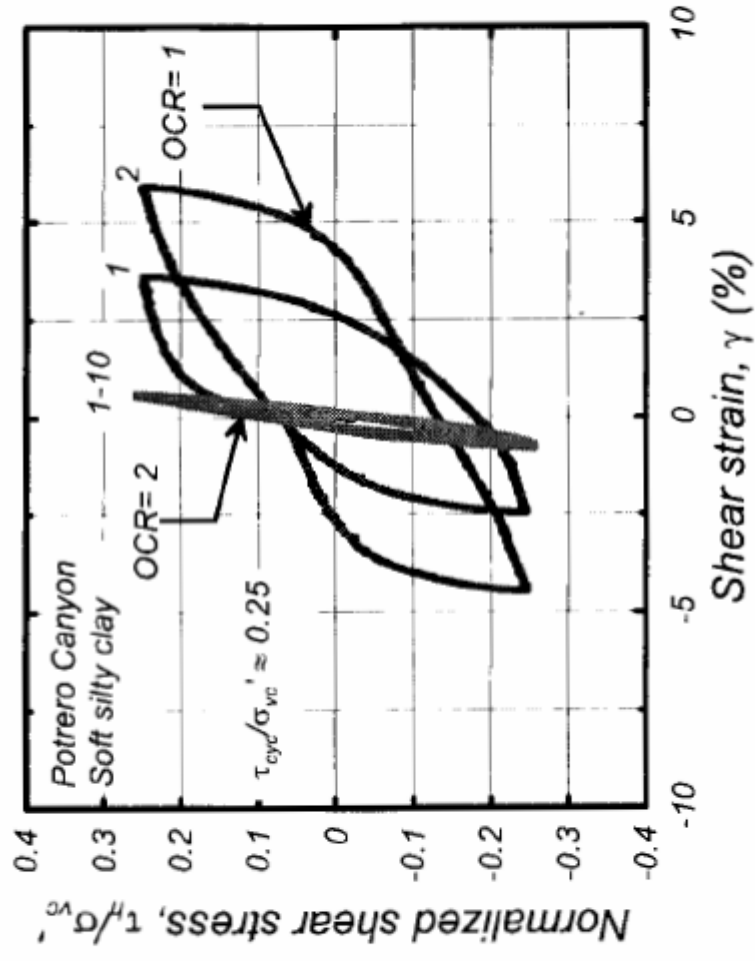


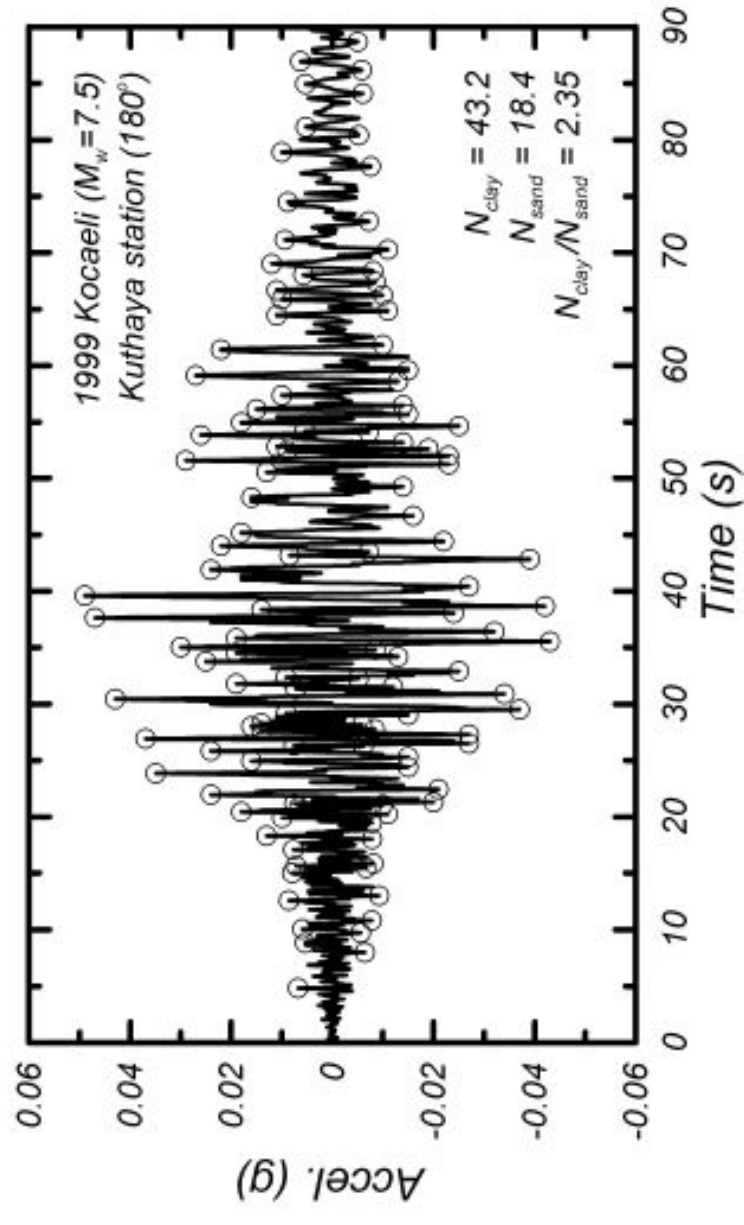
Figure 126. Stress-strain response and effective stress paths for Cloverdale clay during undrained slow cyclic loading (after Zergoun and Vaid 1994).





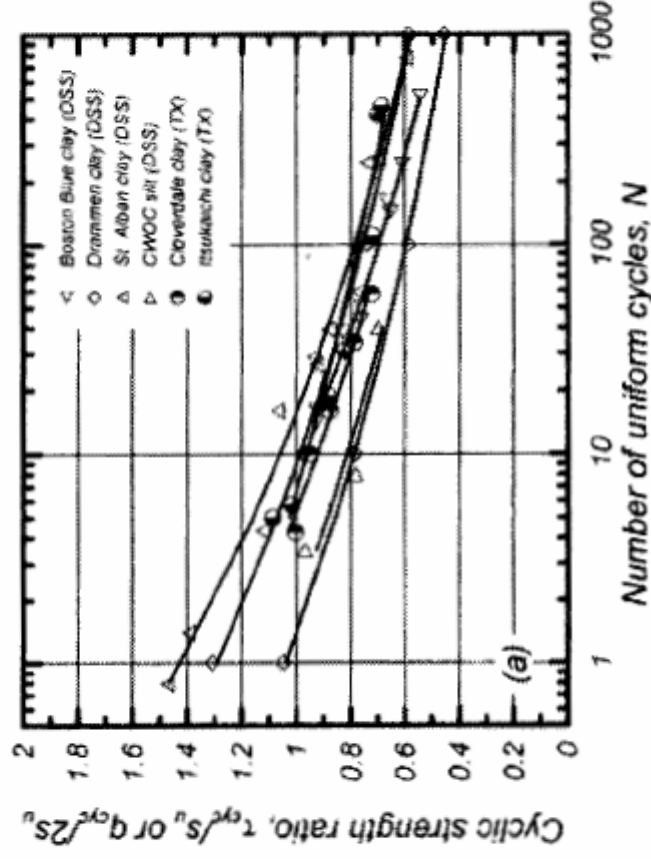
Response of a soft silty clay with OCRs of 1 and 2 to undrained cyclic direct simple shear loading (Dahl, DeJong & Boulanger)

Figure 129. Comparison of the equivalent number of uniform loading cycles for clay and sand for the same earthquake time series (Boulanger and Idriss 2004b).



"Cyclic softening" procedures for cohesive soils

- Procedures based on estimation of undrained shear strength (e.g., may include correlations, in situ tests, lab tests).
- Consequences depend on sensitivity (e.g., bad for quick clays, not so bad for insensitive clays; e.g., consider LI or w_p/LL).



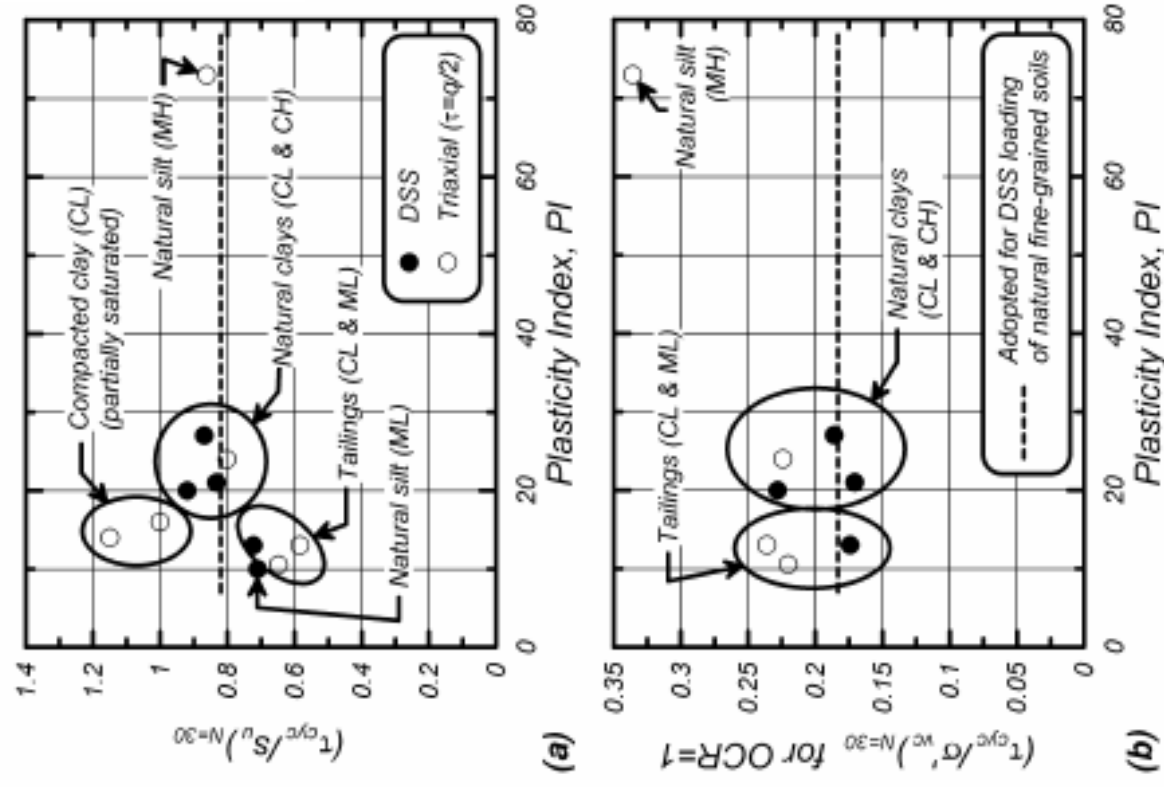


Figure 133. Cyclic strengths for cohesive fine-grained soils and proposed relationships for design: (a) cyclic strength ratios, $(\tau_{cyc}/s_u)_{N=30}$, versus PI and (b) CSRs, $(\tau_{cyc}/s'_u)_{N=30}$, for normally consolidated soils versus PI.

$$MSF = 1.12 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) + 0.828$$

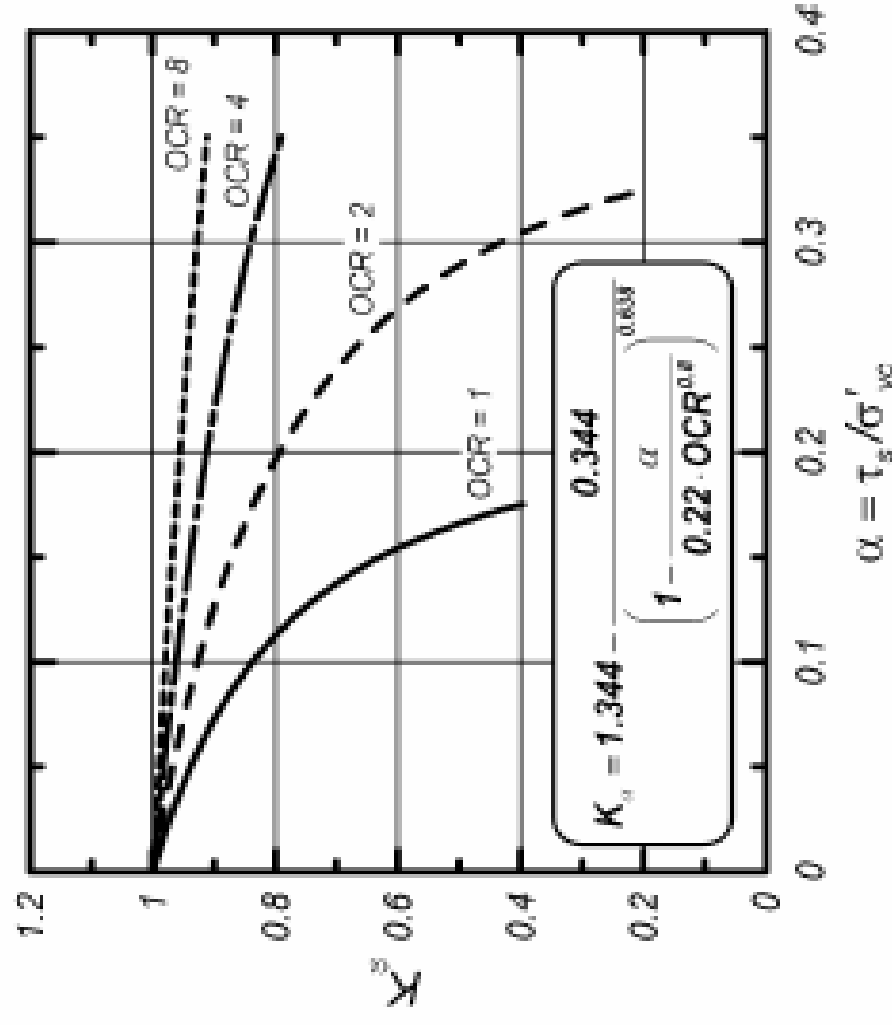


Figure 132. The K_α versus τ_s/σ'_{vc} relationship for clay at different overconsolidation ratios.

Figure 131. K_α versus $(\tau_s/s_u)_{\alpha=0}$ relationships for clays (Boulanger and Idriss 2007, with permission from ASCE). Note that the specimens were not consolidated under the applied static shear stresses, except as otherwise labeled.

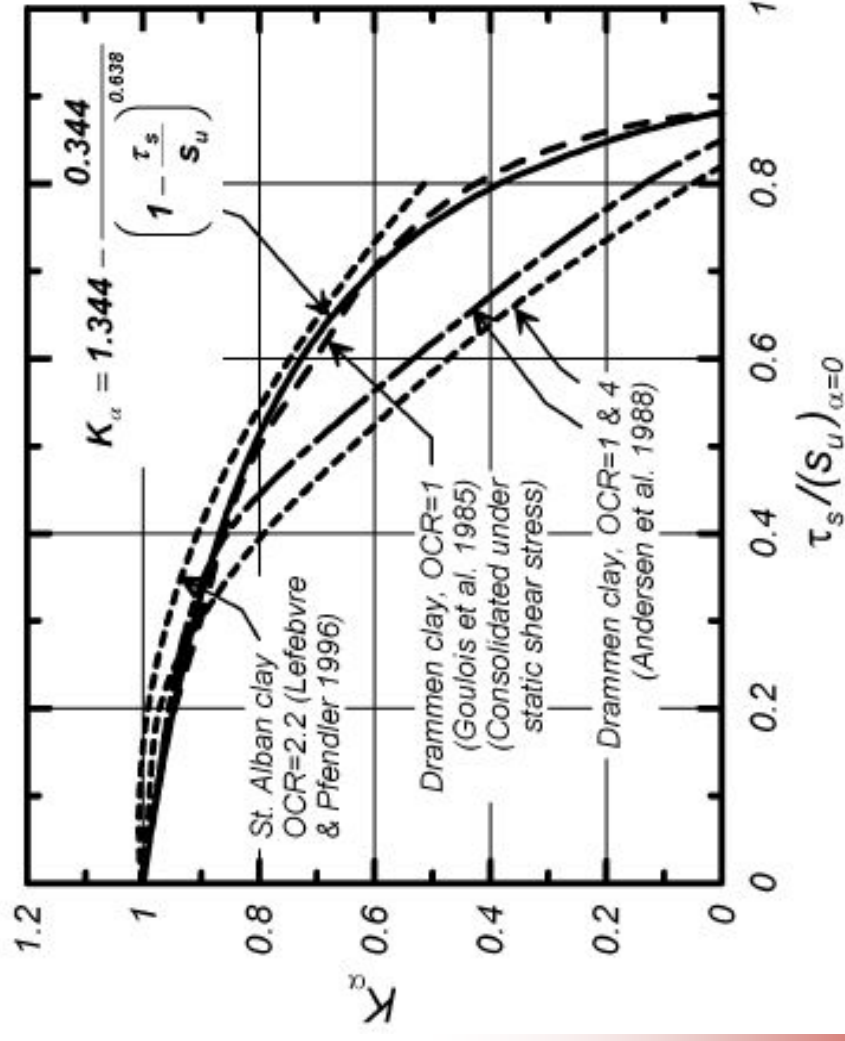
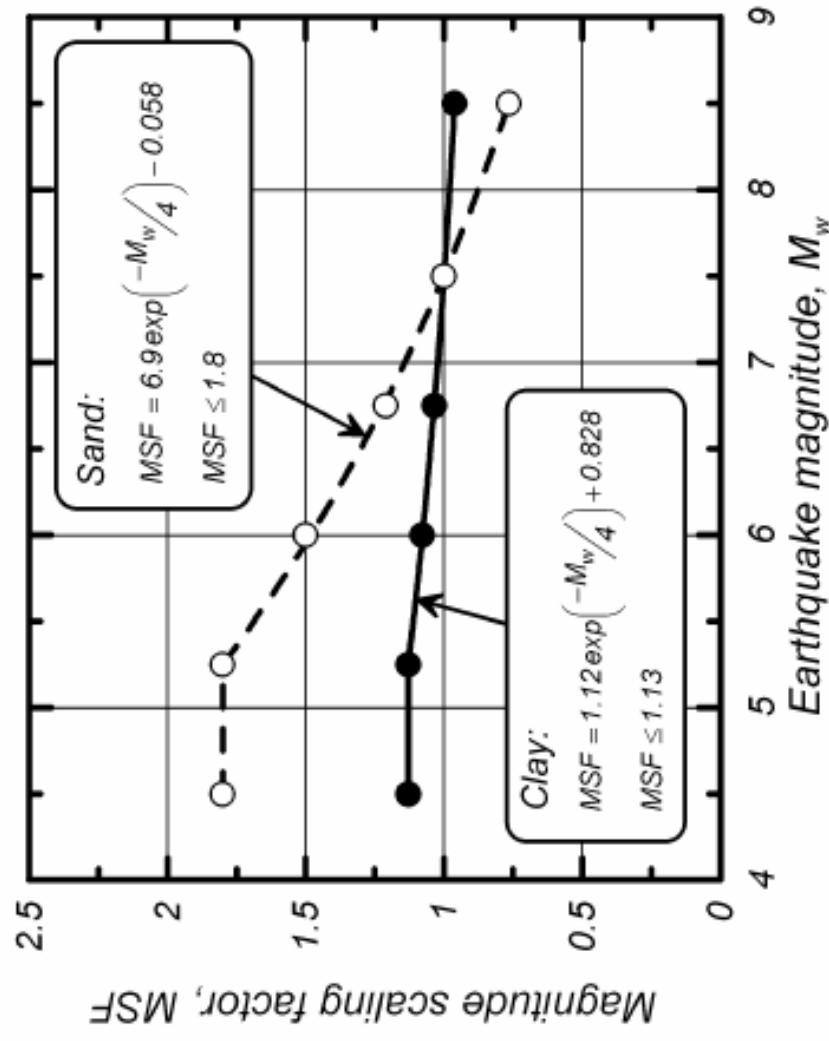


Figure 130. MSF relationship for clays and plastic silts (Boulanger and Idriss 2007, with permission from ASCE).



Cyclic strengths of clays

➤ Cyclic stress ratio:

$$CSR_M = 0.65 \cdot a_{max} \frac{\sigma_{vc}}{\sigma'_{vc}} r_d$$

➤ Cyclic resistance ratio (for 3% shear strain):

$$CRR_{M=7.5} = C_{2D} \left(\frac{\tau_{cyc}}{s_u} \right)_{N=30} \frac{s_u}{\sigma'_{vc}} = 0.8 \cdot \frac{s_u}{\sigma'_{vc}}$$

$$(s_u)_{field} = \mu \cdot (s_u)_{VST}$$

▪ Vane shear test

$$s_u = \frac{q_{cT} - \sigma_v}{N_k}$$

▪ Cone penetration

$$\frac{s_u}{\sigma'_{vc}} = S \cdot OCR^m \approx 0.22 \cdot OCR^{0.8}$$

▪ Lab tests or correlation

$$(CRR)_M = (CRR)_{M=7.5} \cdot MSF \cdot K_\alpha$$

➤ Factor of safety against cyclic softening (3% shear strain):

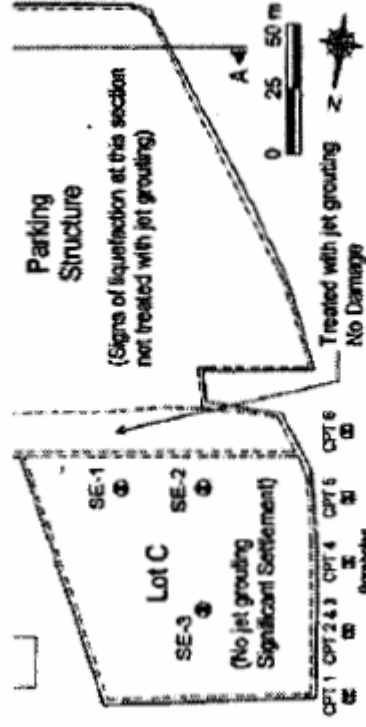
$$F = \frac{CRR_M}{CSR_M} = \frac{CRR_{M=7.5}}{CSR_{M=7.5}}$$

Carrefour Shopping Center, Turkey 1999

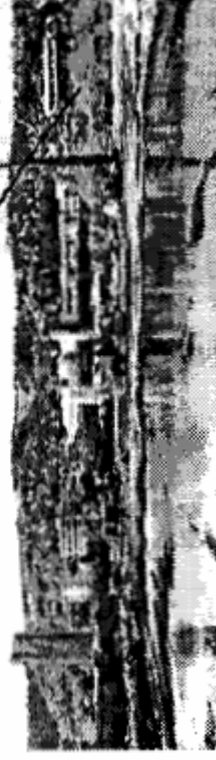
➤ 1999 Kocaeli earthquake ($M=7.5$), $PGA \approx 0.25 g$.

➤ Martin et al. (2004):

- Lot C showed significant strains in CL & CH strata.
- CL layer exhibited "liquefaction-type behavior" while "a definitive explanation for significant earthquake-induced settlements in a high-plasticity clay stratum (CH) in Lot C has not yet been found."

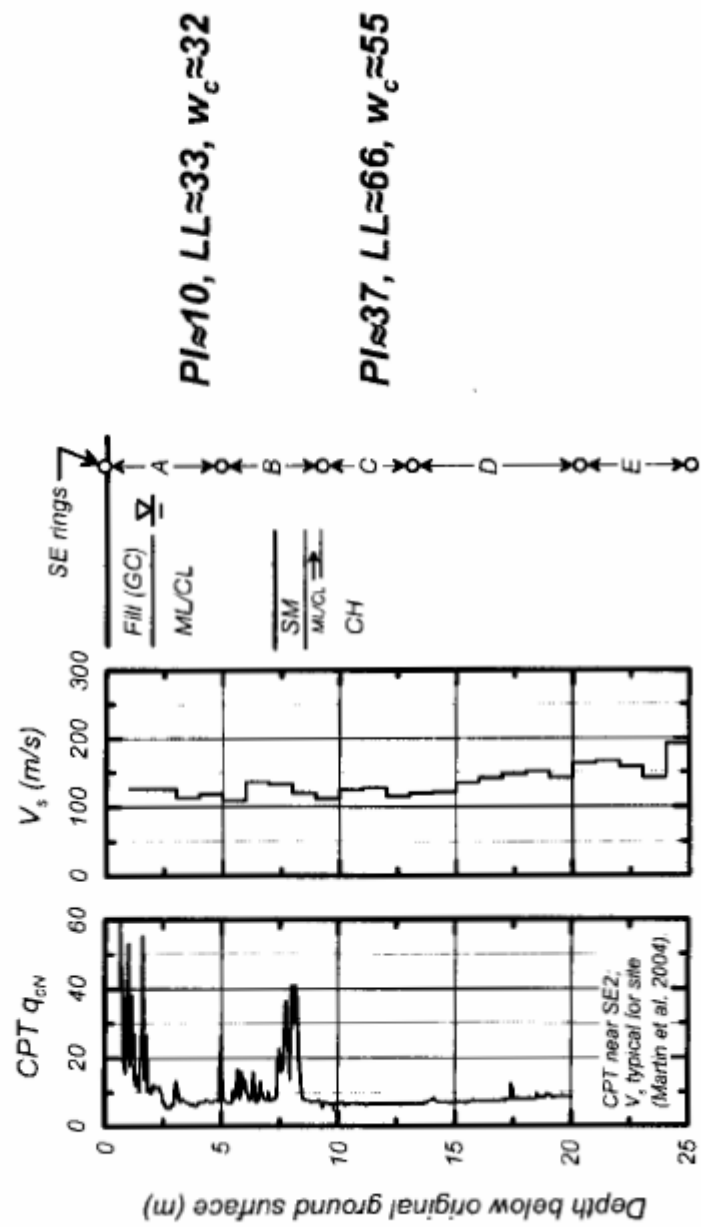


Surcharge fill on Lot C

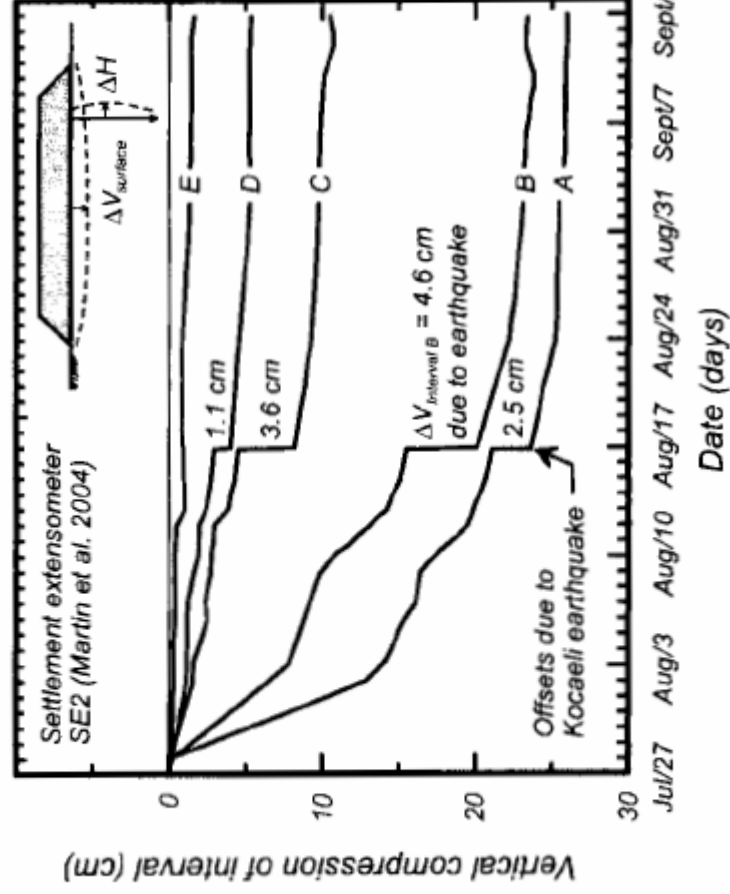


Martin et al. (2004)

Profile at Lot C



Extensometer readings



Offsets

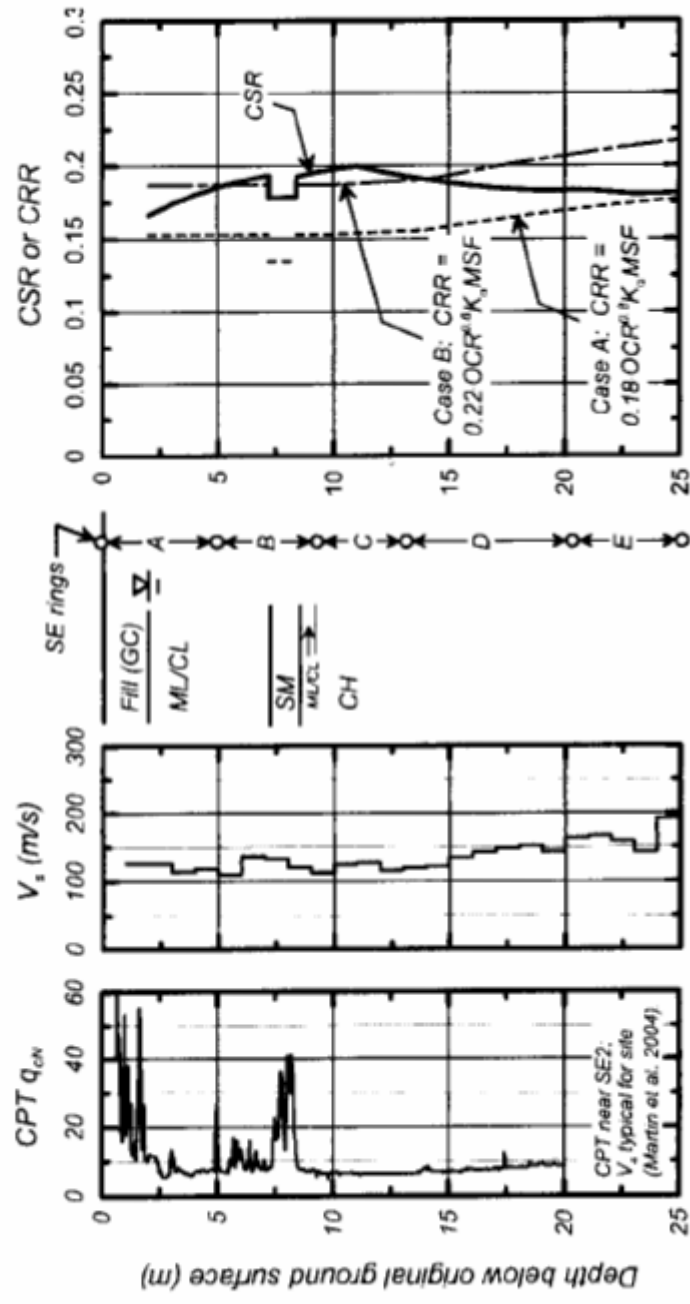
Interval E:
 $\gamma \approx \text{small}$

Interval D:
 $\gamma \approx 0.4\text{-}1\%$

Intervals A/B/C:
 $\gamma \approx 2\text{-}3\%$

Analysis results

- Cyclic softening of ML/CL & CH layers
- Liquefaction of SM layer



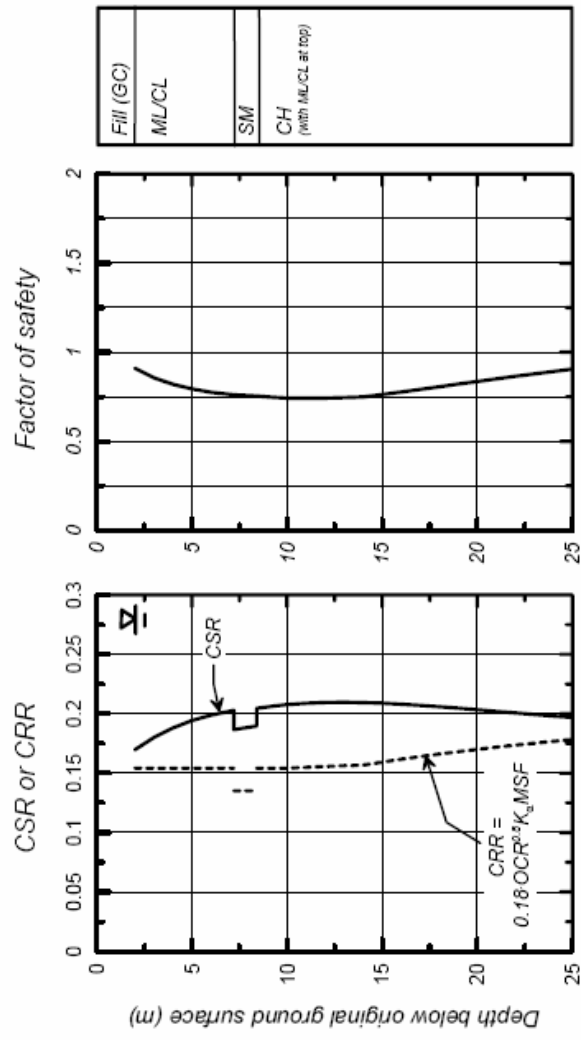


FIG. 4-16: Comparison of induced CSR to the CRR of both the clay-like and sand-like soils at the location of SE2 in Lot C.

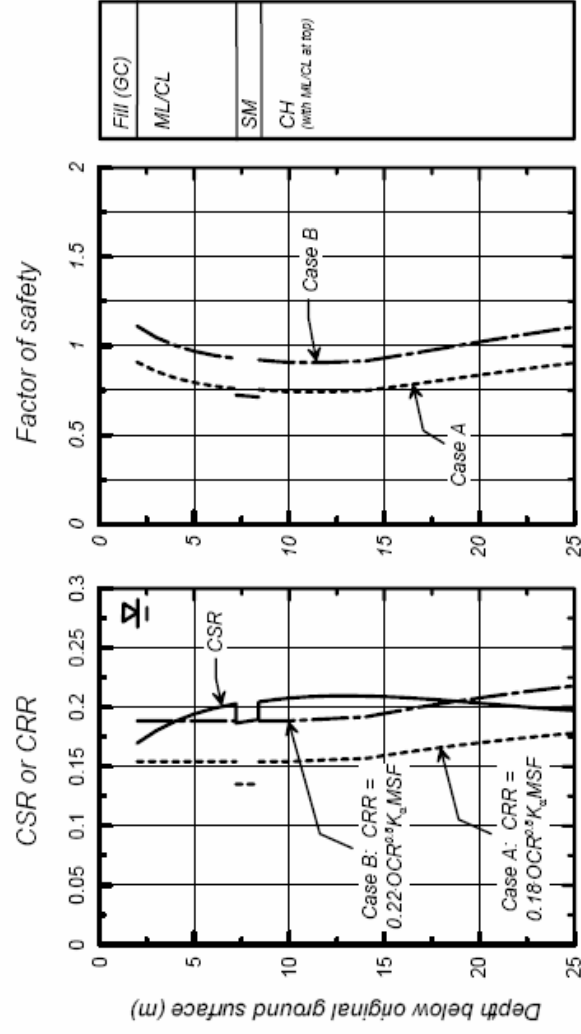


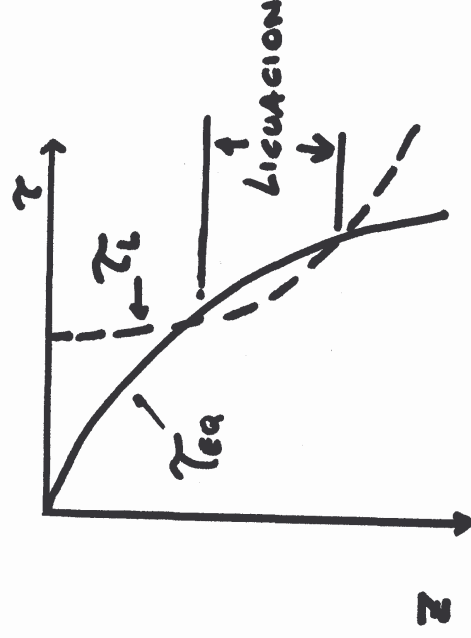
FIG. 4-17: Effect of uncertainty in the empirical CRR relation for clay-like soil on the computed factors of safety versus depth at the location of SE2 in Lot C.

CONCLUSIONES

- Los criterios para evaluar la licuación de los suelos granulares y la falla cíclica de suelos finos han cambiado en los últimos años, lo cual implica que los geotecnistas estén en actualizándose continuamente.
- Los daños severos en estructuras se presentan aún antes de que se llegue a la falla completa del material.
- Ensayos de laboratorio en materiales locales permitirán mejorar el conocimiento de su comportamiento cíclico.
- La nueva norma **NSR-09** solicita que se evalúen los suelos finos con criterios actualizados, para prevenir daños futuros de las estructuras.

CONCLUSIONES

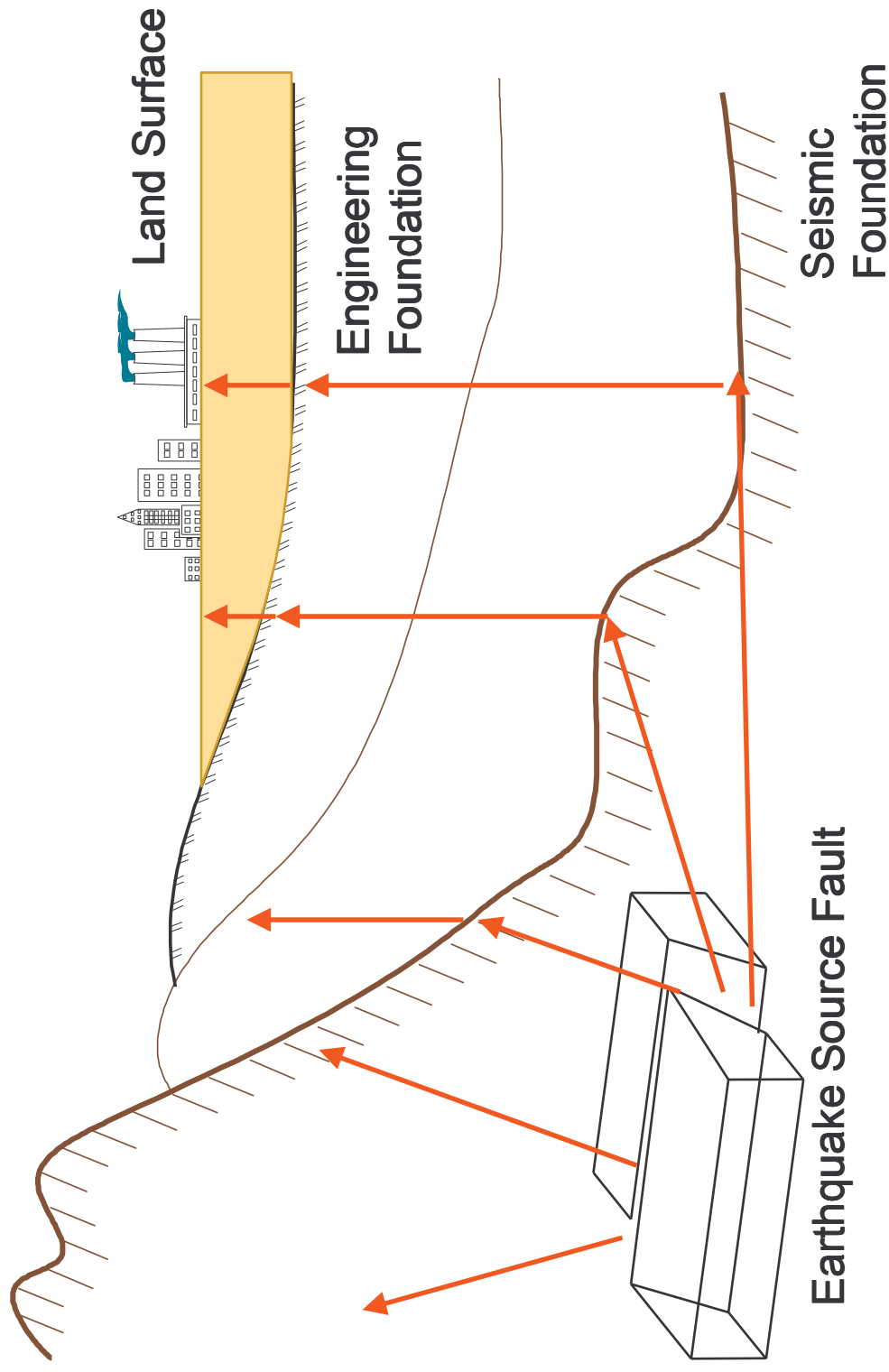
- El concepto de que los suelos arcillosos y limosos plásticos no presentan problemas durante sismo es obsoleto. El **método chino** no debe usarse.
- Debe ser obligatorio la revisión de la capacidad portante de cimientos superficiales y profundos, considerando la pérdida de resistencia cíclica de los materiales.



GRACIAS

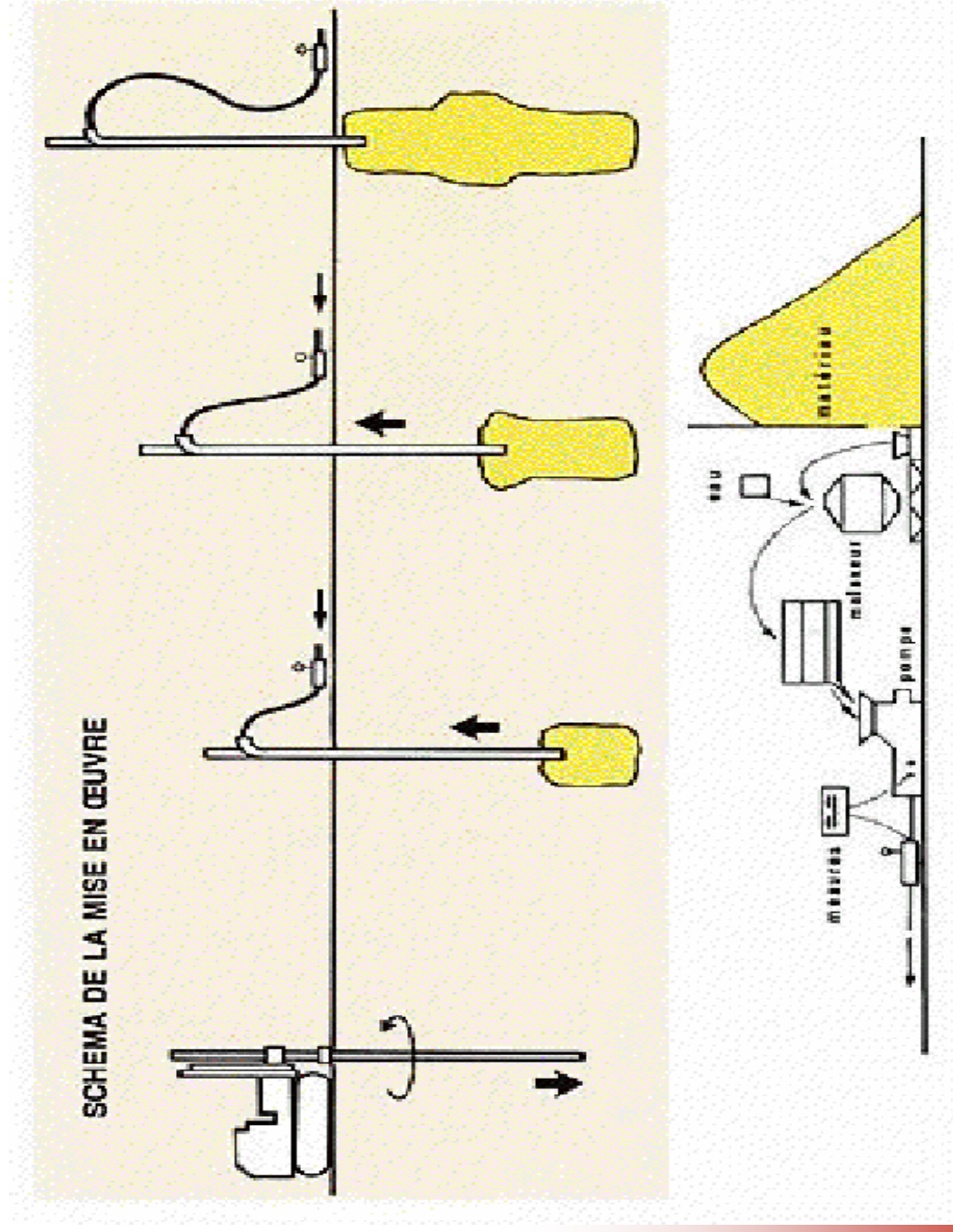
The building fall on the business street.



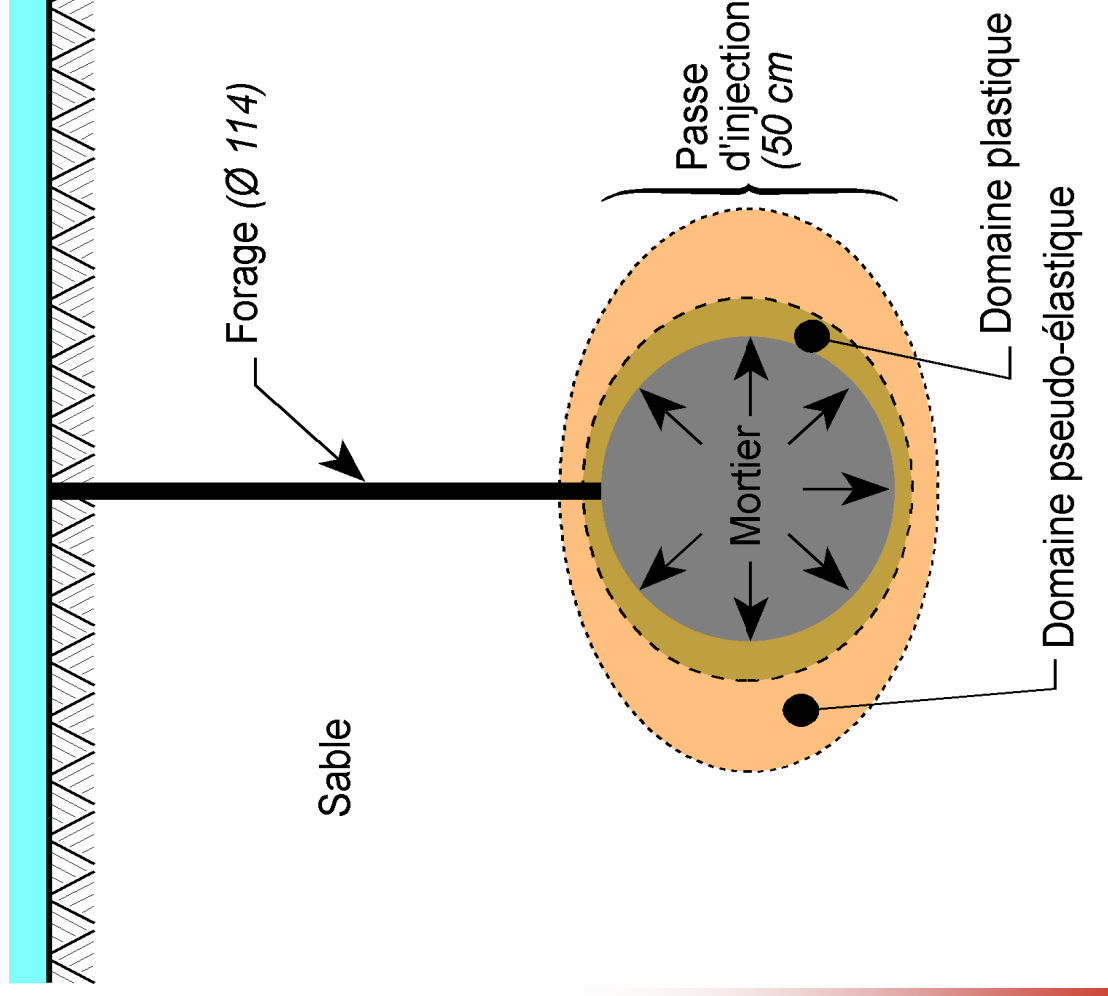


Propagation of Seismic Waves

INYECCIONES DE CONSOLIDACION



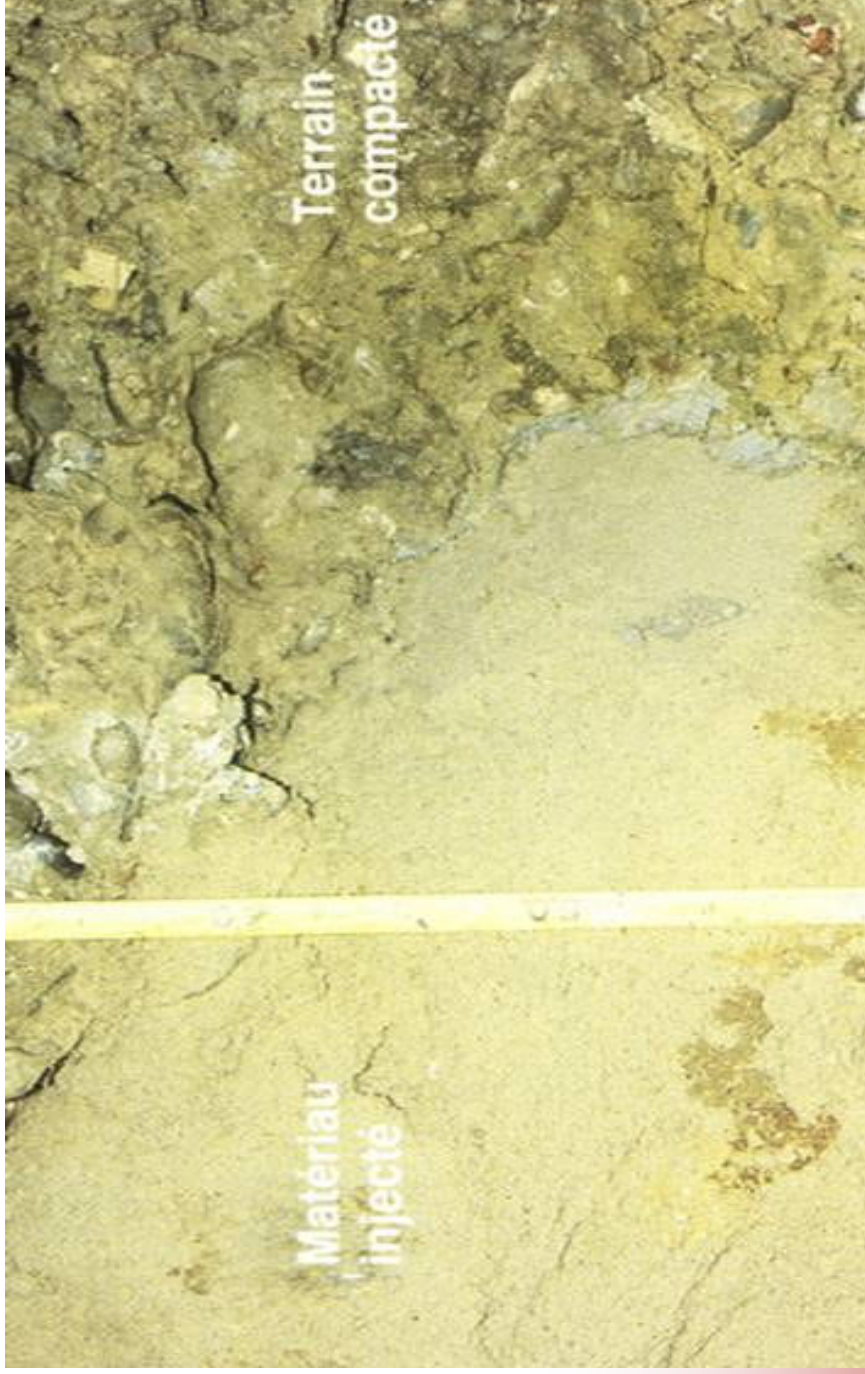
INYECCIONES DE CONSOLIDACION



INYECCIONES DE CONSOLIDACION



INYECCIONES DE CONSOLIDACION



INYECCIONES DE CONSOLIDACION

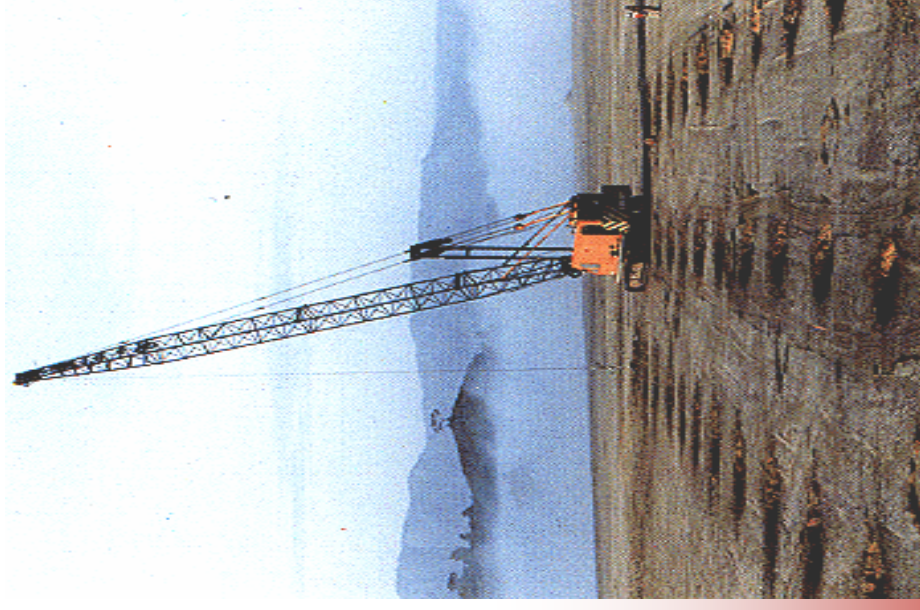
VENTAJAS

- Localización del tratamiento donde más se necesite
- Ausencia de movimiento de tierra
- Ausencia de vibraciones y de impacto a los vecinos
- Homogenización de terrenos heterogéneos
- Facilidad para adaptarse a condiciones de suelos imprevistos
- Tratamiento independiente de la profundidad
- Máquina de tamaño (altura, ancho) reducido
- Posibilidad de perforación inclinada

COMPACTACION DINAMICA

- Soltar una carga para compactar por impacto
 - Alturas hasta 40m
 - Cargas hasta 200 toneladas
 - Un impacto cada 1 a 5 minutos
 - En varias fases (semanas de diferencia)
- Retícula y energía determinadas después de una prueba en el sitio
- Adaptado para suelos granulares
 - Energía para limos = 3 x energía para arena limpia
 - Problema del tiempo de disipación de presión de poros
- Se puede acumular con precarga y drenes verticales

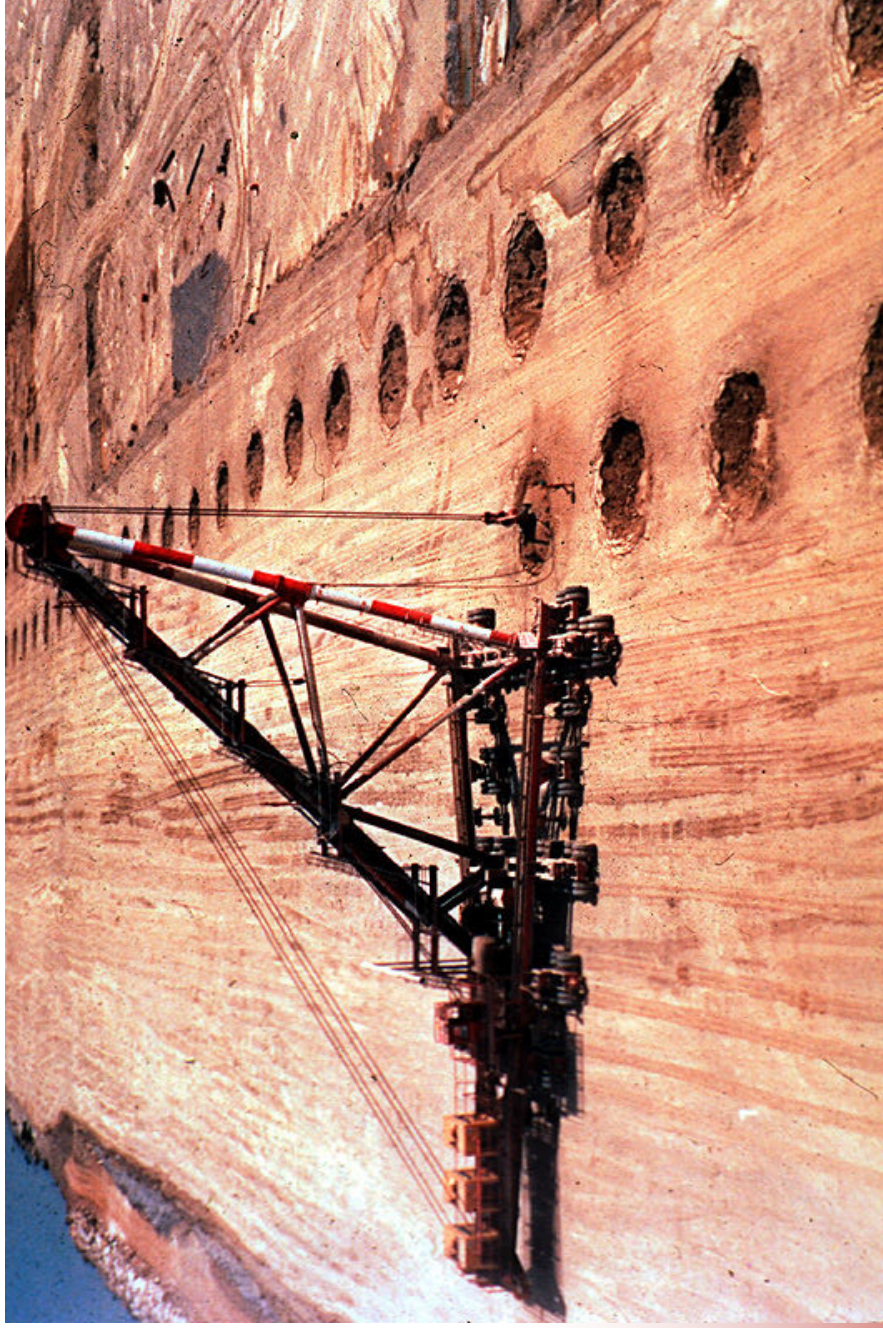
COMPACTACION DINAMICA



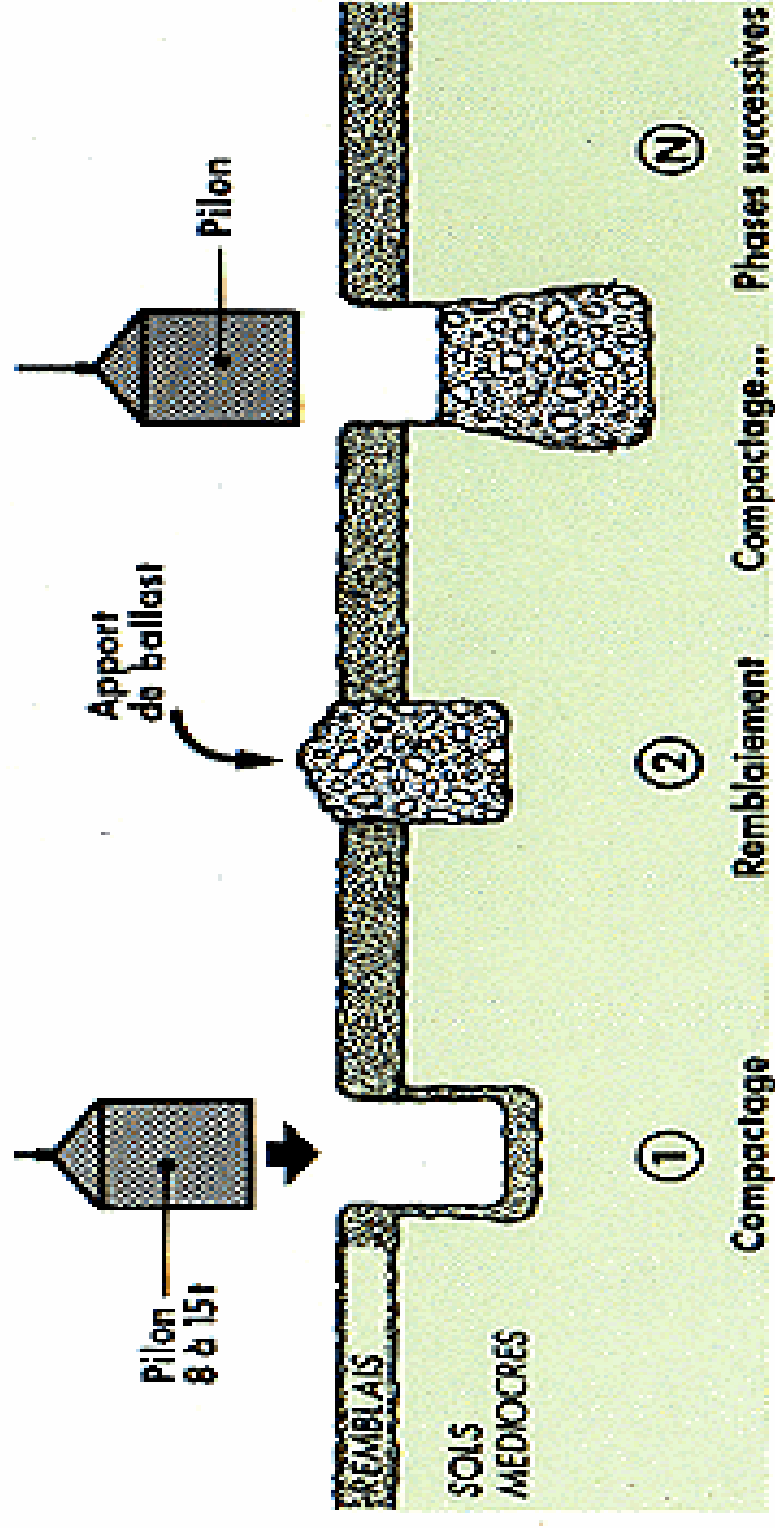
COMPACTACION DINAMICA



COMPACTACION DINAMICA



COLUMNAS DE GRAVA



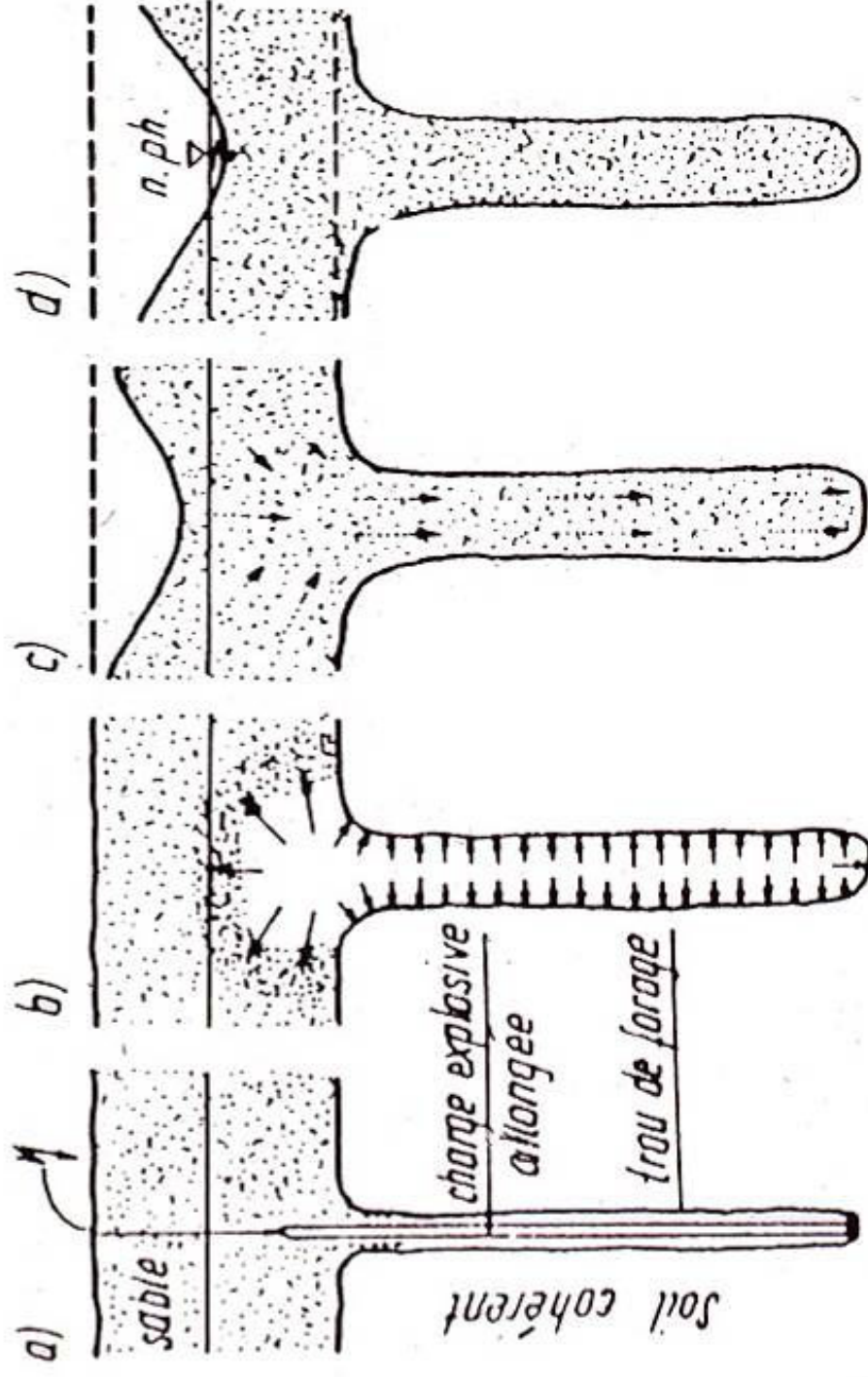
COLUMNAS DE GRAVA

- Reducen asentamiento
- Aumentan estabilidad de taludes
- Liberan presión de poros al comportarse como drenes de grava frente a cargas cíclicas (suelos potencialmente licuables)
- Aumentan resistencia al corte

EXPLOSIONES

- Una explosión profunda va a reorganizar y compactar el suelo
 - Licuación
- Suelos granulares sin finos
 - Drenaje muy importante (eliminar capas superficiales impermeables)
- Suelos finos amortiguan
- Suelos secos o saturados
 - Suelo parcialmente saturado amortigua las ondas
- Ensayos en el sitio definen:
 - Distribución de cargas (cada 3 a 7m)
 - Intervalos entre detonaciones
 - Cargas explosivas
- Intervalos cortos : mayor profundidad
- Intervalos largos : mayor compactación

EXPLOSIONES



NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.4.1 - CIMENTACIONES**
- **H.4.1.1 - GENERALIDADES** - Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobre la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, **licuación** o arrastre por aguas subterráneas. La cimentación se debe colocar sobre materiales de capacidad de soporte adecuada o sobre rellenos artificiales, que no incluyan materiales degradables, debidamente compactados.
- **H.4.1.2.1 - Estado límite de falla** – Se puede llegar al estado límite de falla, entre otros, debido a:
 - (d) por respuesta del suelo debida a la amplificación de las ondas sísmicas en los estratos subyacentes de suelo, o por licuación del mismo debida al sismo.

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.5.1.4 - LA LICUACION** - se define como el aumento progresivo de la presión del agua intersticial, dentro de los suelos granulares, bajo la acción sísmica, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce eventualmente a cero y el depósito se comporta como un líquido. Son fenómenos relacionados la movilidad cíclica y el corrimiento lateral; ocurre en suelos arenosos y en limos no plásticos, saturados y parcialmente saturados.

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.5.5 - LA LICUACION Y LOS FENOMENOS RELACIONADOS**

- Los suelos granulares tienen una tendencia natural a densificarse bajo carga, ya sea ésta monotónica o cíclica. Cuando el suelo está saturado y el drenaje es lento o totalmente inexistente, esta tendencia a la densificación causa el crecimiento de la presión de poros, en exceso de su estado estático, y el decrecimiento correlativo del esfuerzo efectivo hasta que sobreviene la flotación de las partículas, lo que ha recibido el nombre genérico de licuación.

- **H.5.5.1 - LICUACIÓN DE FLUJO** - Se define como un estado de movimiento catastrófico donde el esfuerzo cortante estático es superior a la resistencia correlativa del suelo en su condición licuada. Cuando sobreviene el movimiento sísmico, este actúa como un disparador y en adelante las grandes deformaciones generadas son el producto del estado de esfuerzos estáticos.

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.5.5.2 - MOVILIDAD CICLICA** - En contraste con el anterior, el fenómeno denominado movilidad cíclica tiene lugar cuando el estado de esfuerzos estáticos es inferior a la resistencia del suelo licuado; durante el movimiento sísmico el estado de esfuerzos aumenta en forma escalonada hasta que se alcanza la resistencia del suelo y sobreviene la falla.
- **H.5.5.3 - CASOS ESPECIALES** - Términos como licuación horizontal, corrimiento lateral y oscilación del terreno son casos especiales de movilidad cíclica observados en la práctica.
- **H.5.5.4 - VOLCANES DE ARENA** - Es un fenómeno que frecuentemente acompaña la ocurrencia de la licuación; durante el movimiento sísmico, o inmediatamente después, el exceso de presión de poros es disipado, hacia arriba como la dirección más fácil y en puntos localizados, o a lo largo de grietas, se producen erupciones de arena en estado líquido que conforman pequeños volcanes.

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.5.6 - SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACION**
- su circunstancia, que conducen a que la licuación sea posible. Estas son:
- **(a)** La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores es rara.
- **(b)** El depósito de suelo debe estar saturado, o poco menos, para que ocurra la licuación.
- **(c)** Depósitos fluviales, coluviales, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
- **(d)** Asimismo pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- **(e)** Limos no-plásticos también ofrecen cierta susceptibilidad a la licuación.
- **(f)** Son más susceptibles las arenas finas, relativamente uniformes.
- **(g)** Son menos susceptibles los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas.

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **(h)** El contenido de finos y su plasticidad son considerados inhibitorios de la licuación.
- **(i)** Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.
- **(j)** Ingrediente fundamental para que se produzca la licuación es que el depósito sea granular y que se encuentre en estado suelto.

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.5.7 - NUMERO DE CICLOS**
- El número de ciclos significativos del movimiento sísmico es definido como aquel que causa un esfuerzo cortante superior a **0.65 tmax**. Este número puede calcularse así:

$$N_{0.65} \tau_{\max} = \pi \sqrt{D_m}$$

- La tabla H.5-1 presenta el número de ciclos en su relación con la magnitud del movimiento sísmico.

Tabla H.5-1

Magnitud	No. de Ciclos de Esfuerzo significativos (N_{eq})
5¼	2-3
6	5
6¾	10
7½	15
8½	26

NORMA COLOMBIANA NSR 98

- **H.5.8 - ESFUERZO CORTANTE CICLICO**
- El esfuerzo cortante cíclico producido por un número equivalente de ciclos puede evaluarse como se indica a continuación:

$$\tau_{cic} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \sigma_v \Gamma_d$$

donde:

$$\sigma_v = \gamma h$$

- **H.5.9 - RELACION DE ESFUERZOS CICLICOS**
- Las curvas de esfuerzos cíclicos son frecuentemente normalizadas dividiendo el esfuerzo total por el esfuerzo efectivo
- inicial de sobrecarga. De esta manera se obtiene la relación de esfuerzos cíclicos (**REC**), como:

$$REC = \frac{\tau_{cic}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \Gamma_d$$



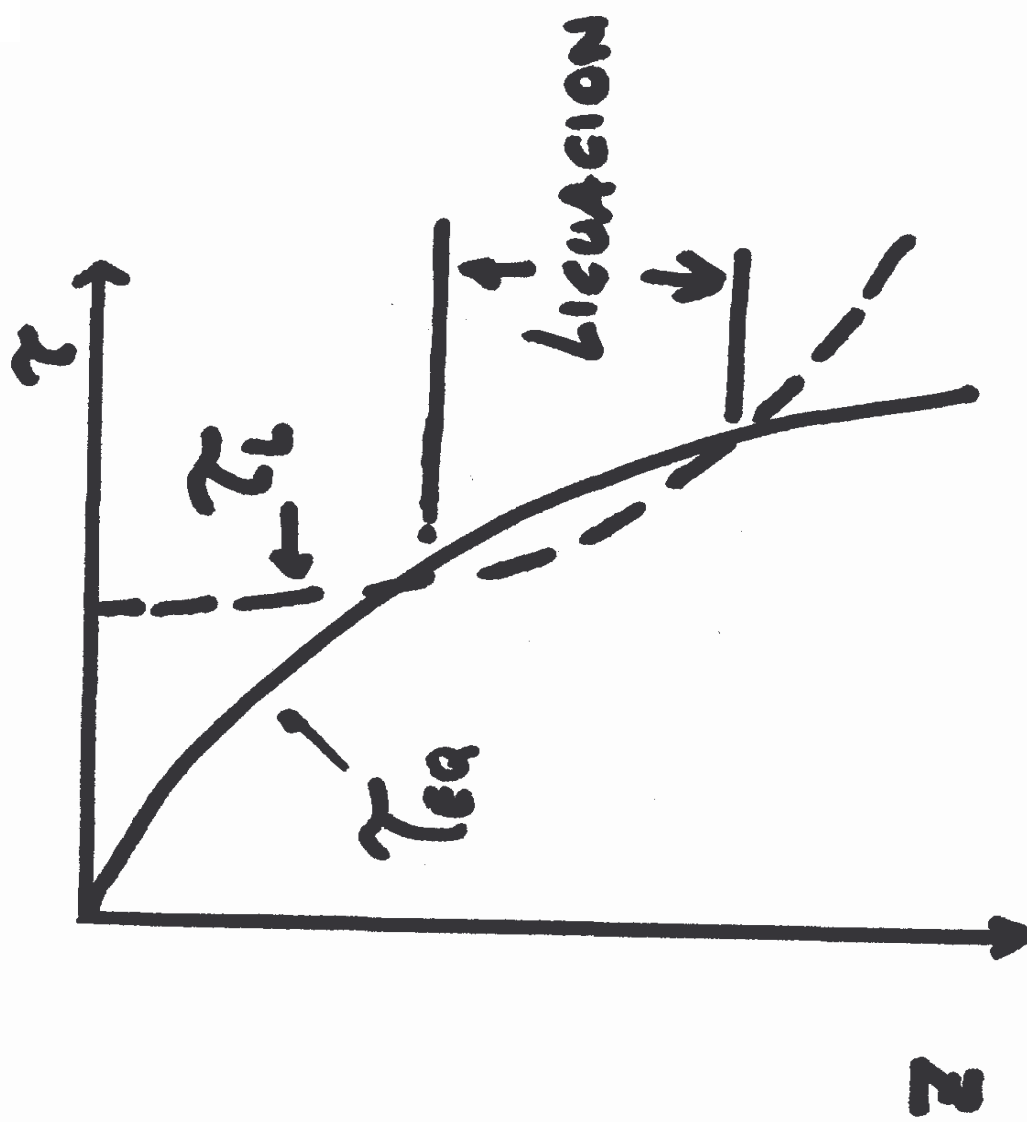
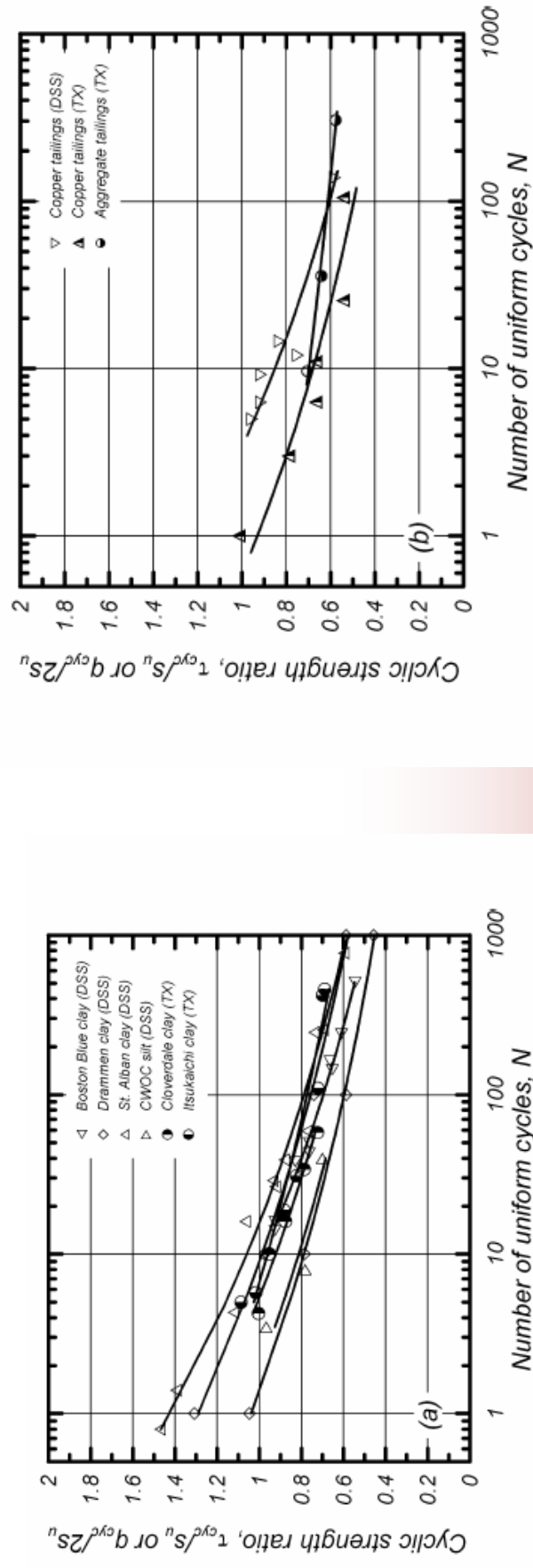


Figure 127. CSRs required to cause cyclic failure (3% strain) versus the number of uniform loading cycles at a frequency of 1 Hz: (a) samples from natural deposits (Andersen et al. 1988, Azzouz et al. 1989, Hyodo et al. 1994, Lefebvre and Pfendler 1996, Woodward-Clyde 1992a, Zergoun and Vaid 1994) and (b) samples from tailings deposits (Moriwaki et al. 1982; Romero 1995; Woodward-Clyde 1992b).



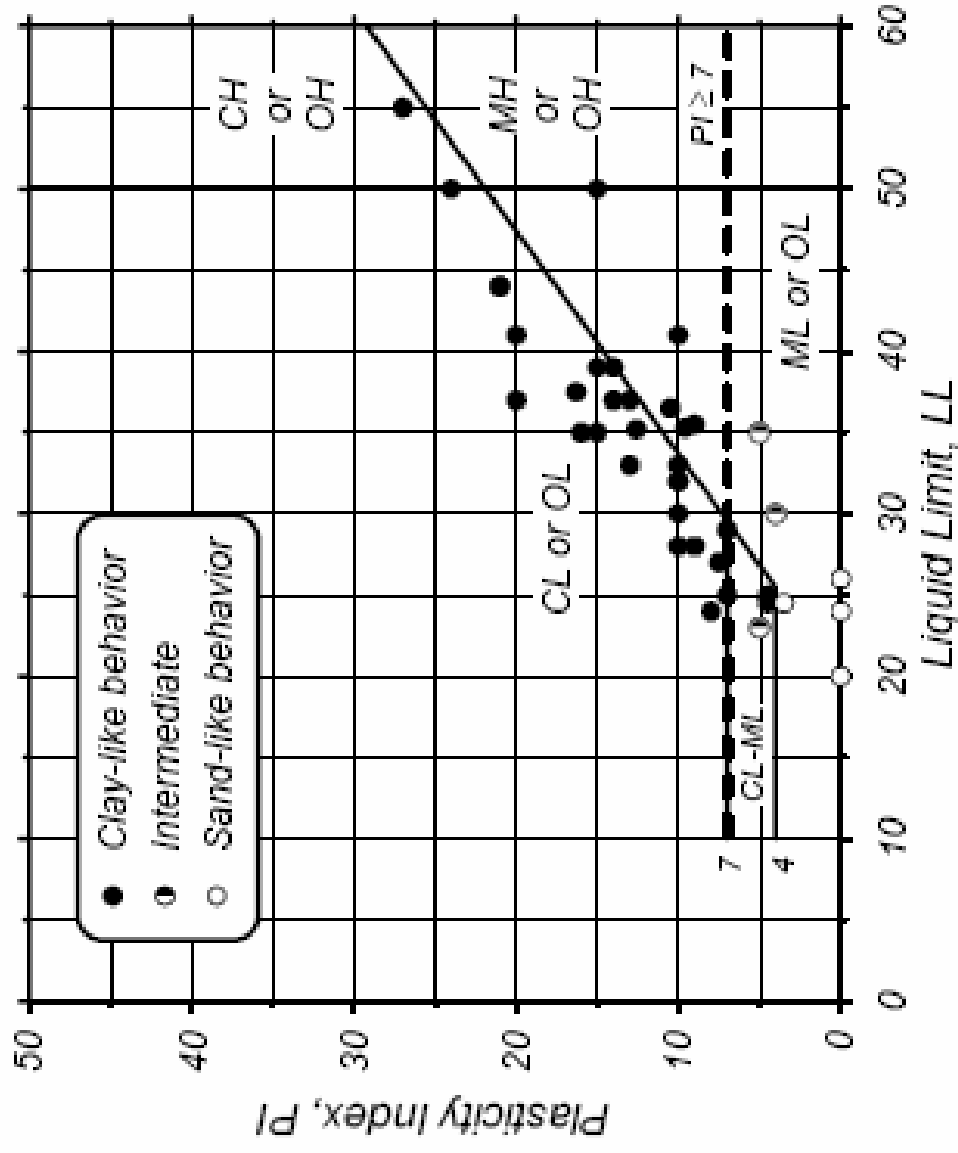


Fig. 2: Atterberg limits chart showing representative values for soils exhibiting clay-like, sand-like, and intermediate stress-strain behaviors

DESARROLLO DE PROCESOS DE LICUACION

Al proceso de licuación se pueden asociar dos etapas: *flujo por licuación y la movilidad cíclica*.

- El *flujo por licuación* - menos frecuente, pero sus efectos más severos.
- La *movilidad cíclica* - mucho más frecuente, tal vez, por que su mecanismo se puede desarrollar en una amplia variedad de suelos y bajo diversas condiciones del sitio.



Niigata, 1964

Resistencia al corte de suelos que sufren LICUACIÓN

- Correlación con ensayos de terreno
 - Nota: Úsese un valor de $(N_1)_{60}$ con una corrección para tomar en cuenta la presencia de partículas finas

$$(N_1)_{60,CS} = (N_1)_{60} + \Delta N_{FINES}$$

% fines	ΔN
0	0
10	1
25	2
50	4

ENSAYOS DE CAMPO PARA IDENTIFICAR LICUACION-SPT

- Al igual que el ensayo CPT la licuación esta asociado a la relación de tensiones cíclicas (CSR), y la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d$$

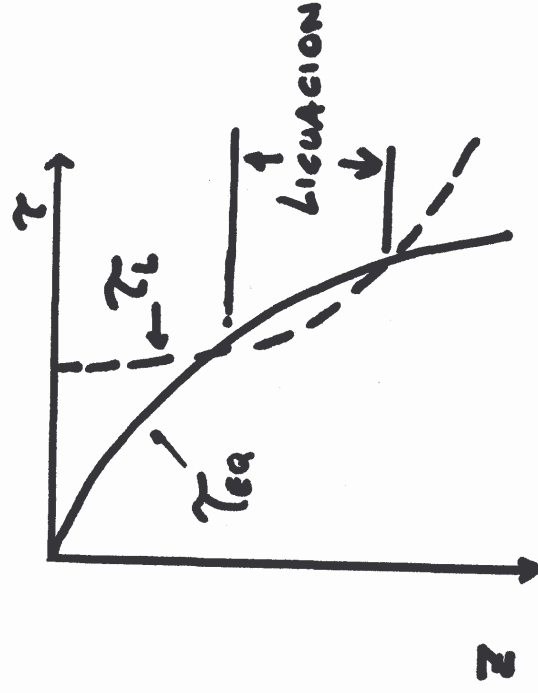
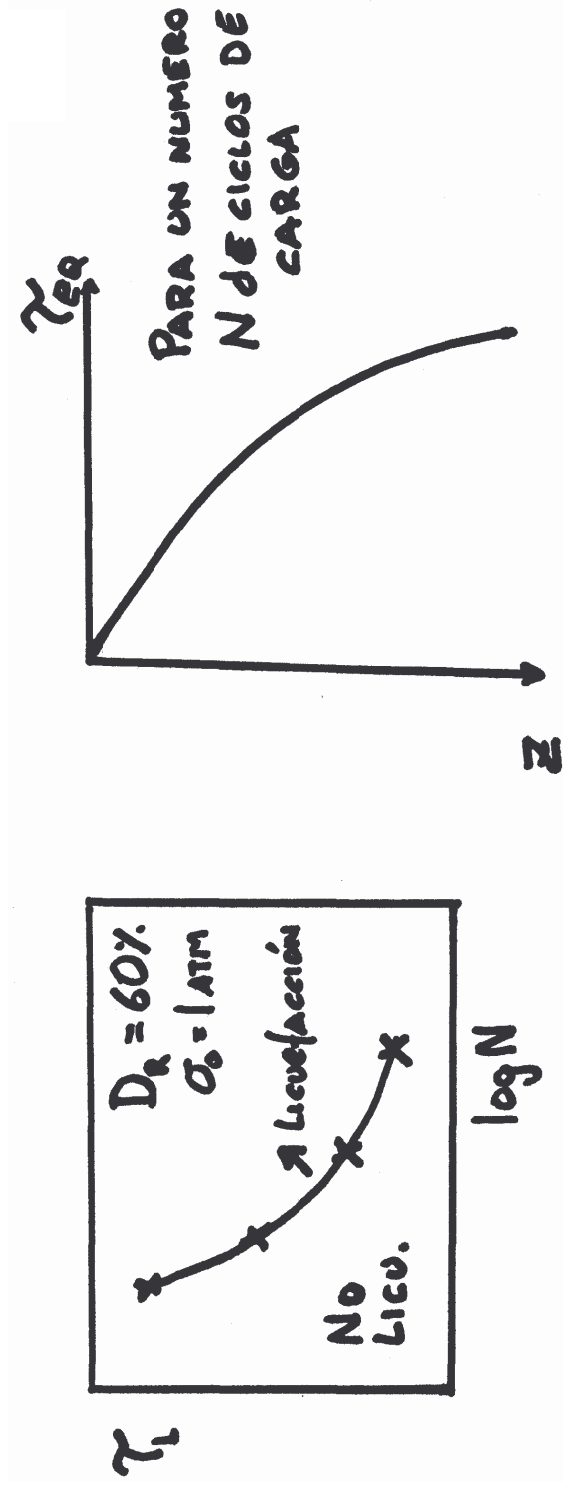
$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9.15m \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9.15m < z \leq 23m \\ r_d &= 0.774 - 0.08z \text{ para } 23m < z \leq 30m \\ r_d &= 0.5 \text{ para } z > 30m \end{aligned}$$

LICUACIÓN: ASENTAMIENTO SUBITO



August 1999 Izmit-Turkey EQ- Adapazarı

Análisis de Inicio de Licuación



Análisis de Inicio de Licuación

- Concepto:
 1. Desarrollar curvas de resistencia a licuación como función de la duración del sismo, o número de ciclos de carga
 2. Estimar la sollicitación de esfuerzos de corte generada por un terremoto
 - Se obtiene de un análisis de riesgo sísmico y un análisis de respuesta de suelos (p.ejem. usando SHAKE)
 3. Comparar resistencia con sollicitación y determinar el Factor de Seguridad con respecto a licuación

Análisis de Iniciación de Licuación

- Problemas con el procedimiento indicado
 - La determinación de la resistencia del suelo depende de análisis de laboratorio
 - El muestreo de arenas sueltas sin afectar la muestra es prácticamente imposible
 - La excepción es el método de congelamiento del suelo (caro y difícil de ejecutar)
 - El potencial de licuación es altamente sensible a la densidad del suelo. Muestreo de arenas sueltas tiende a densificar las mismas
- Solución:
 - Caracterizar la resistencia del suelo usando análisis de sitio

Análisis de Iniciación de LICUACIÓN: Prueba Penetración Estandar, SPT

- Factores que aumentan la resistencia a LICUACIÓN afectan también el valor de resistencia a la penetración estándar, N
- Análisis de terremotos previos permite desarrollar una curva de resistencia.

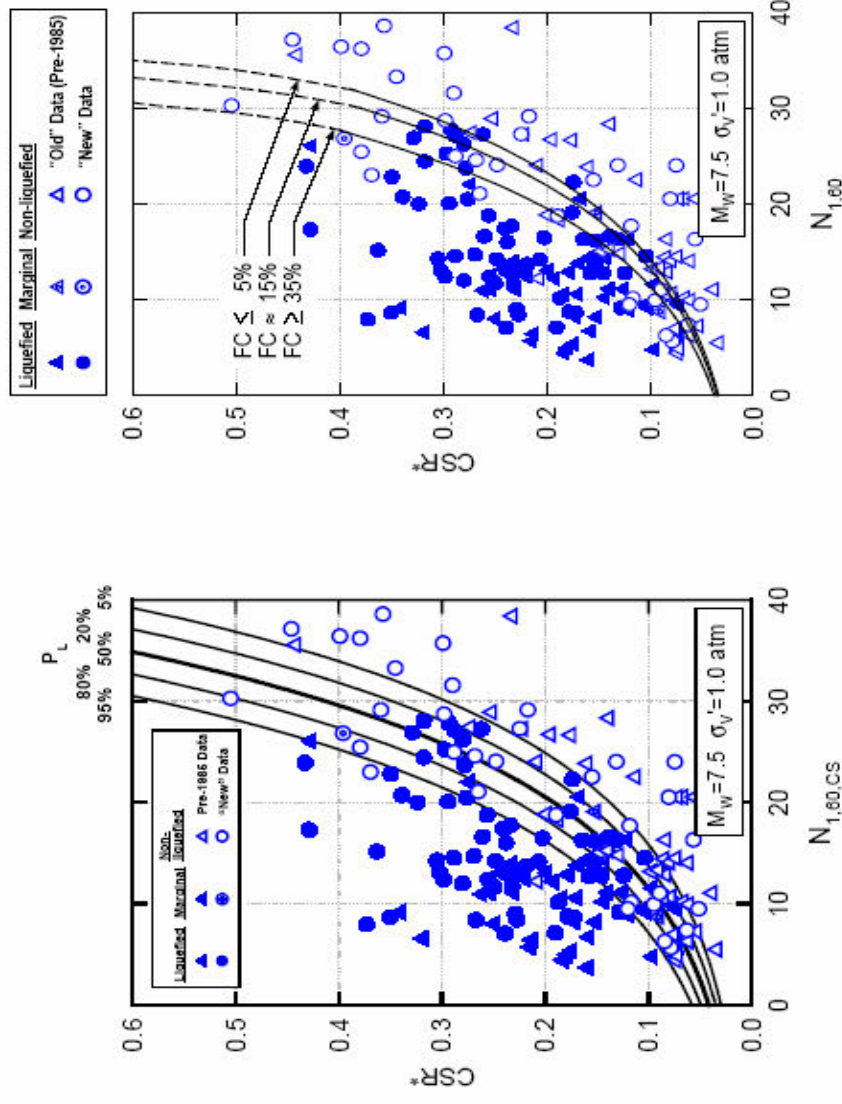


Fig. 16: Recommended "Probabilistic" SPT-Based Liquefaction Triggering Correlation (For $M_w = 7.5$ and $\sigma_v' = 1.0$ atm)

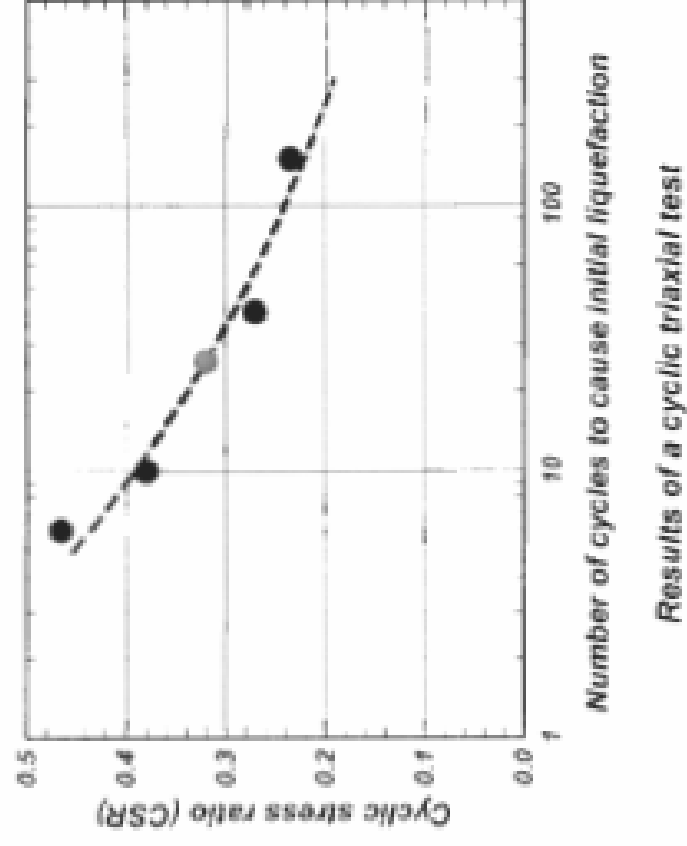
Fig. 17: Recommended "Deterministic" SPT-Based Liquefaction Triggering Correlation (For $M_w = 7.5$ and $\sigma_v' = 1.0$ atm) with Adjustments for Fine Content Shown

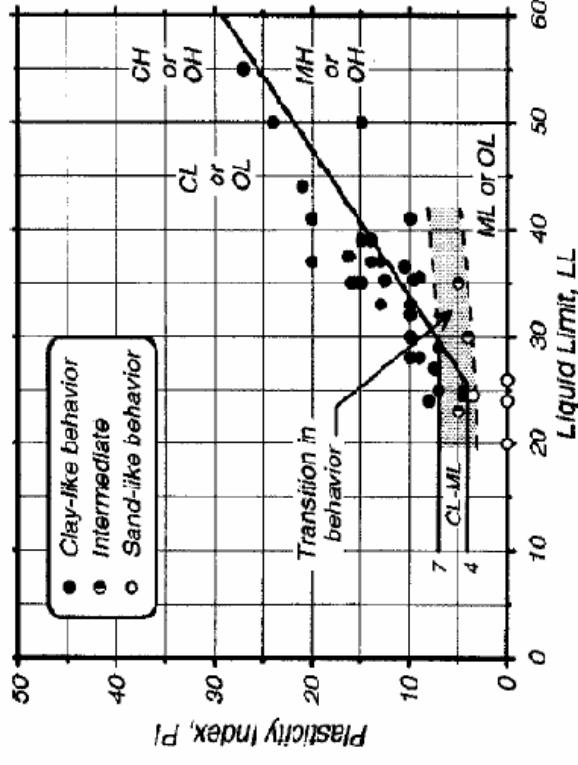
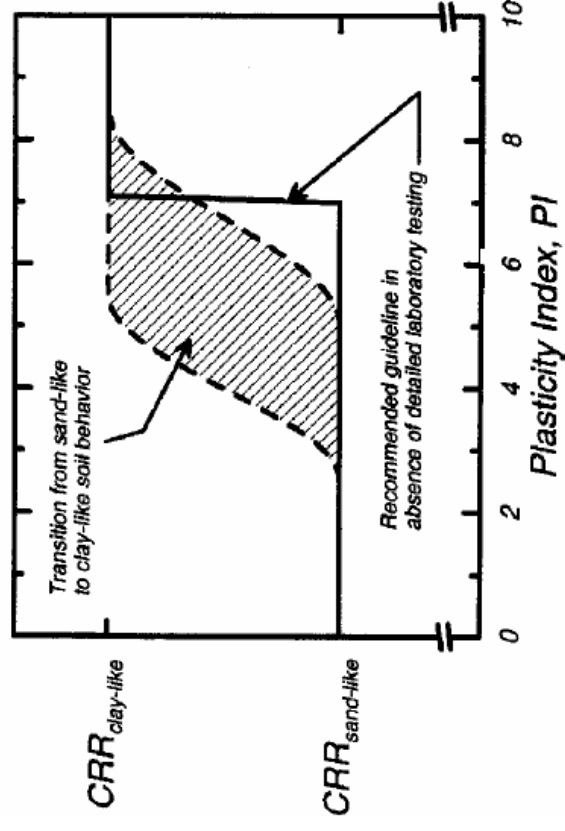
Ref : Seed et al (2003)

What is liquefaction?



Effects of duration

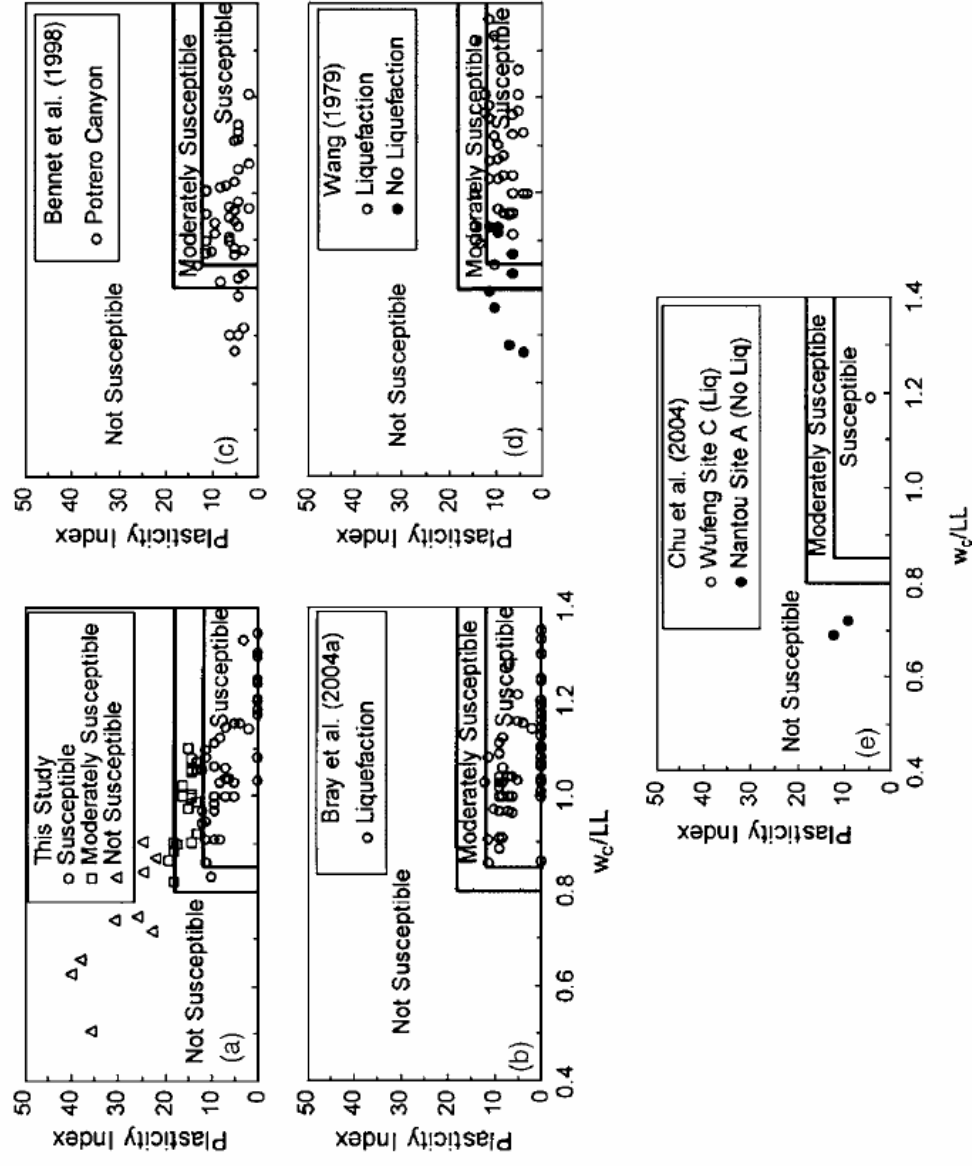




Para propósitos prácticos, los suelos de grano fino se comportamiento como arcilla tienen $I_p > 7$ (CL), si el suelo cae en (CL-ML) el índice de plasticidad podrá ser reducido $I_p > 5$.

Los suelos de grano fino que no cumplan con lo anterior, presentan comportamiento como arena, a menos que sea lo contrario con realización de ensayos In-Situ y laboratorio.

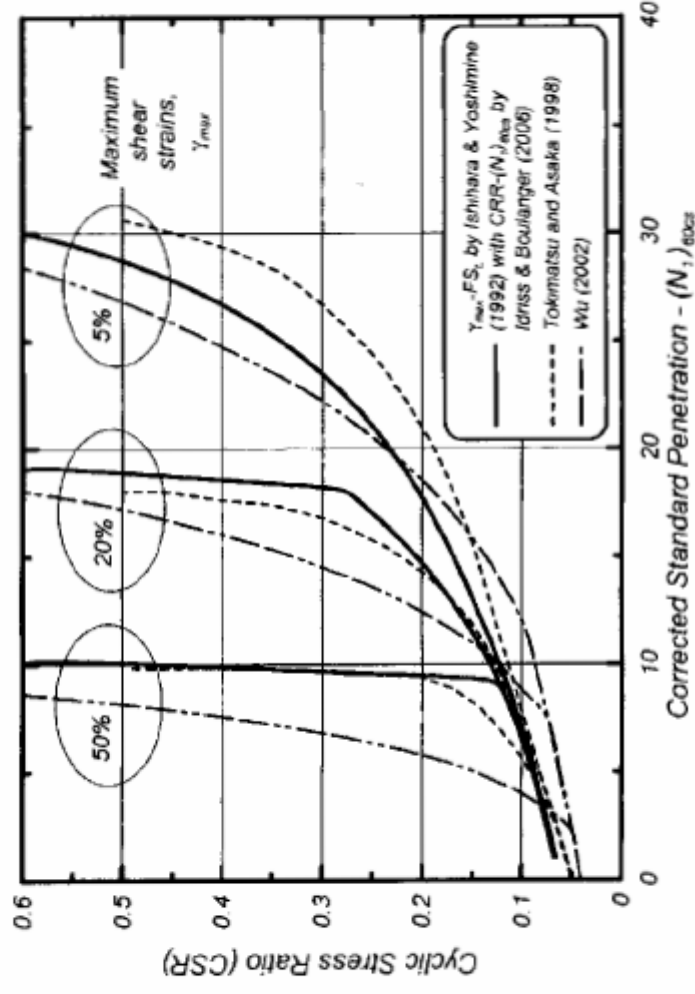
Suelos de grano fino con I_p (3-6) exhibe un comportamiento intermedio y por medio de correlaciones de ensayos In-Situ SPT y CPT podrán ser analizados.



Representación gráfica del criterio propuesto para análisis de susceptibilidad a la licuación. a). datos de ensayos de de triaxial cíclico consolidado isotrópicamente (presente estudio); b). Datos de ensayo de campo (Bray et al. 2004a); Datos de campo- Cañón potero (Bennett et al. 1998); datos de campo (Wang 1979); Datos de campo (Chu et al. 2004)

"Liquefaction" procedures for cohesionless soils

- Semi-empirical correlations based on *in situ* penetration tests.
- Consequences depend on relative density (e.g., bad if loose, not so bad if dense).



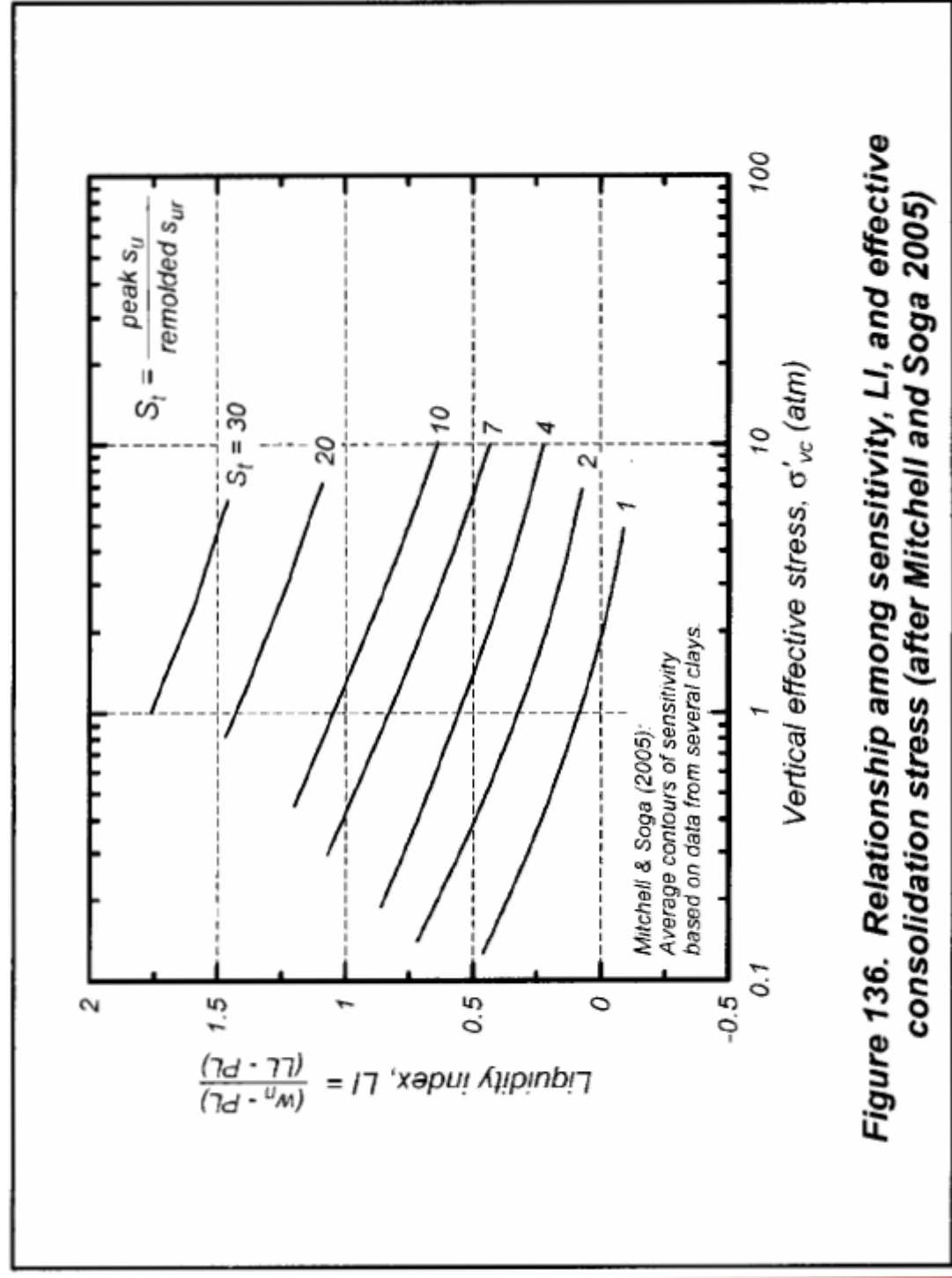


Figure 136. Relationship among sensitivity, LI, and effective consolidation stress (after Mitchell and Soga 2005)

The derived CRR relations for clay emphasize the fact that its cyclic behavior can be directly related to its static undrained shear strength. Consequently, the CRR of clay may be evaluated using one of three approaches:

- Approach A: Measure CRR by cyclic laboratory testing.
- Approach B: Measure s_u by in situ or laboratory testing and then multiply s_u by an empirical factor to get CRR.
- Approach C: Empirically estimate CRR and/or s_u based on the consolidation stress history profile.

The factor of safety against cyclic softening (3% shear strain), for cases in which the static shear stress correction factor is unity ($K_\alpha = 1$), can then be expressed as

$$FS_{\gamma=3\%} = \frac{CRR_M}{CSR_M} \quad (111)$$

$$FS_{\gamma=3\%} = \frac{0.80 \frac{s_u}{\sigma'_{vc}} MSF}{0.65 \frac{\tau_{peak}}{\sigma'_{vc}}} \quad (112)$$

$$FS_{\gamma=3\%} = 1.23 MSF \frac{s_u}{\tau_{peak}} \quad (113)$$

$$CSR_M = 0.65 \frac{\tau_{peak}}{\sigma'_{vc}}$$

$$CRR_{M=7.5} = C_{2D} 0.83 \cdot \frac{s_u}{\sigma'_{vc}}$$

$$CRR_{M=7.5} = 0.80 \cdot S \cdot OCR^m$$

$$CRR_M = 0.80 \frac{s_u}{\sigma'_{vc}} MSF \cdot K_\alpha$$