



Universitat Politècnica de Catalunya

Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

Análisis comparativo del fenómeno de licuación en arenas. Aplicación a Tumaco (Colombia)

Por: Jesús R. García Núñez

Barcelona, Febrero del 2007

Tesis Doctoral

Dirigida por: Dr. Alberto Ledesma Villalba

Capítulo 9

POTENCIAL DE LICUACIÓN EVALUADO POR MÉTODOS SEMIEMPÍRICOS

9.1 Antecedentes

La evaluación del potencial de licuación de un depósito arenoso, se realiza frecuentemente mediante pruebas *in situ*, utilizando para ello, procedimientos simplificados. Es innegable que el procedimiento que ha tenido una gran aceptación a nivel mundial, es el propuesto por Seed [Seed & Idriss, 1971], el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT). Desde el año 1977, este procedimiento ha sido revisado y actualizado con el fin de mejorar el nivel predictivo del mismo [Varela & Donovan, 1977]. Paralelo al ensayo de penetración estándar (SPT), se han venido desarrollando métodos simplificados basados en otras pruebas *in situ*, tales como el CPTU y el DMT. Un estado del arte interesante sobre los métodos que siguen el formato de Seed, ha sido presentada en el informe del Workshop, editado por Youd [Youd et al., 1997], y cuyo resumen fué publicado en la revista de Geotecnia de la ASCE [Youd et al., 2001].

Debido a que durante la presente investigación se utilizaron diferentes técnicas tendientes a la caracterización del subsuelo (SPT, CPTU, DMT), se vió la necesidad de evaluar el potencial de licuación por los anteriores métodos y realizar un análisis comparativo entre los mismos. Para efectos de análisis, se presenta a continuación un resumen de las correlaciones utilizadas para cada prueba en la evaluación de licuación y, finalmente se comparan los resultados obtenidos por las diferentes técnicas.

9.2 Relación de Tensiones Cíclicas (CSR) y Relación de Resistencia Cíclica (CRR)

La resistencia a la licuación de suelos, es función de dos variables: en primer lugar, la demanda sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR), y en segundo lugar, la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR). En general, cada uno de estos métodos semiempíricos propone una expresión para la determinación de la resistencia cíclica (CRR). El factor de seguridad frente a licuación puede definirse como el cociente $\frac{CRR}{CSR}$.

9.2.1 Relación de tensiones cíclicas CSR

Seed y Idriss [Seed & Idriss, 1971],[Seed & Idriss, 1982], propusieron la siguiente expresión para el cálculo del CSR:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (9.1)$$

Donde

τ_{av} es la tensión de corte promedio.

a_{\max} aceleración pico horizontal en la superficie del terreno generada por el sismo

g aceleración de la gravedad

σ_{vo} y σ'_{vo} son las tensiones totales y efectivas verticales respectivamente

r_d coeficiente de reducción de tensiones, debido a la flexibilidad del suelo.

Un aspecto importante a destacar, es que en general la expresión 9.1 es aceptada por todos los modelos, aunque en algunos casos presenta ligeras modificaciones.

9.2.2 Relación de resistencia cíclica CRR

Un método adecuado para evaluar la relación de resistencia cíclica (CRR), consistiría en la recuperación y posterior ensayo de muestras de laboratorio. Desafortunadamente la recuperación de muestras inalteradas es muy complicado, por lo que se acude a pruebas de campo, tales como el SPT, CPTU y DMT. En la siguiente sección se presentará un resumen de las técnicas utilizadas en la presente tesis para evaluar licuación.

9.3 Métodos semiempíricos para evaluar CRR

9.3.1 Ensayo de Penetración estándar - SPT

En el Workshop de 1997 los autores [Youd et al., 1997], realizan una ligera modificación a la curva inicialmente propuesta por Seed [Seed & Idriss, 1971], con el fin de que las curvas para arenas limpias tengan una mayor consistencia con las curvas desarrolladas a partir del CPT y la velocidad de ondas de corte. La curva así propuesta se ilustra en la figura 9.1. Para el caso de arenas limpias, por ejemplo, los autores recomiendan utilizar la ecuación propuesta por Rauch de la Universidad de Texas:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (9.2)$$

Donde $(N_1)_{60}$ es el número de golpes del ensayo SPT normalizados para una energía del 60%, $CRR_{7.5}$, es la relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5.

Esta ecuación es válida para $(N_1)_{60} < 30$. Para $(N_1)_{60} \geq 30$ las arenas limpias son muy densas, y por tanto clasifican como no licuables.

En el workshop de 1997 [Youd et al., 1997], los autores proponen utilizar la expresión desarrollada por I. M. Idriss con la asistencia de R. B. Seed, para la corrección de $(N_1)_{60}$, para el equivalente a una arena limpia $(N_1)_{60cs}$:

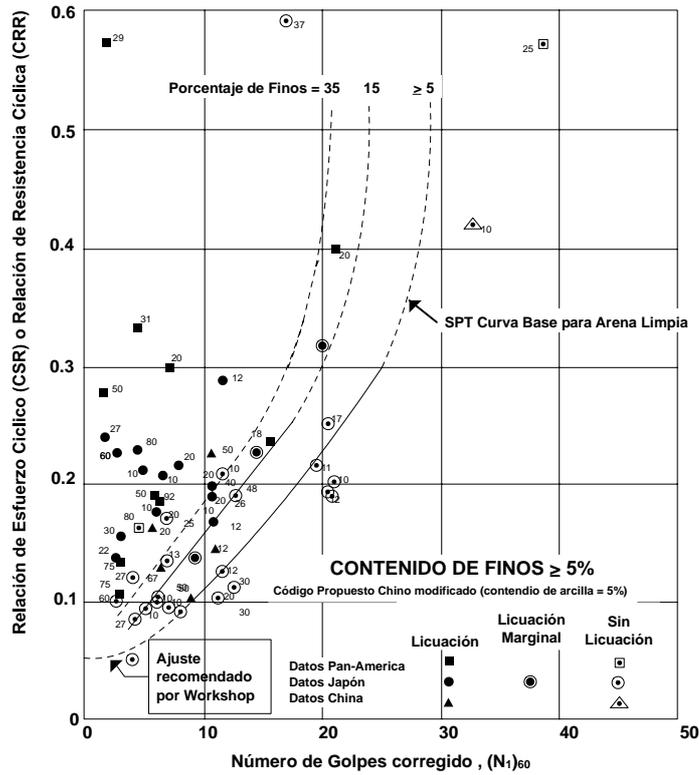


Figura 9.1: Curva base recomendada por el Workshop de 1997, para evaluar licuación en arenas limpias a partir del SPT [Youd et al., 2001]

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60} \tag{9.3}$$

Donde α y β son coeficientes, que dependen del contenido de finos, y cuyos valores se presentan en la tabla 9.1.

FC	α	β
$\leq 5\%$	0	1
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\exp \left[1.76 - \frac{190}{FC^2} \right]$	$0.99 + \left(\frac{FC^{1.5}}{1000} \right)$
$FC \geq 35\%$	5.0	1.2

Tabla 9.1: Valores de los coeficientes en función del contenido de finos (FC)

Finalmente, los autores recomiendan la siguiente expresión para el $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \tag{9.4}$$

Donde:

Factor	Equipo disponible	Termino	Corrección
Presión de sobrecarga		C_N	$(P_a/\sigma'_{vo})^{0.5}$
Presión de sobrecarga		C_N	$C_N \leq 1.7$
Relación de energía	Donut hammer	C_E	0.5 – 1.0
Relación de energía	Safety hammer	C_E	0.7 – 1.2
Relación de energía	Automatic trip Donut type hammer	C_E	0.8 – 1.3
Diámetro de la tubería	65-115	C_B	1.0
Diámetro de la tubería	150mm	C_B	1.05
Diámetro de la tubería	200 mm	C_B	1.15
Longitud de varillaje	<3 m	C_R	0.75
Longitud de varillaje	3-4 m	C_R	0.8
Longitud de varillaje	4-6 m	C_R	0.85
Longitud de varillaje	6-10 m	C_R	0.95
Longitud de varillaje	10 -30 m	C_R	1.0
Método de muestreo	Muestra estandar	C_S	1.0
Método de muestreo	Muestra con revestimiento	C_S	1.1 – 1.3

Tabla 9.2: Valores de los factores de corrección

- N_m Medida de la resistencia a la penetración estándar
 C_N Factor para normalizar N_m a una tensión efectiva de sobrecarga
 C_E Factor de corrección por la relación de energía del martillo (ER)
 C_B Factor de corrección por el diámetro de la tubería
 C_R Factor de corrección por la longitud del varillaje
 C_S Factor de corrección para muestras con o sin revestimiento

Los coeficientes correspondientes a los anteriores factores se ilustran en la tabla 9.2

Con relación al factor C_N , en el Workshop de 1997 recomiendan utilizar la fórmula propuesta por Kayen [Kayen et al., 1992], la cual está dada por la siguiente expresión:

$$C_N = \frac{2.2}{\left(1.2 + \frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right)} \quad (9.5)$$

Al final del capítulo se utilizará esta técnica para evaluar licuación.

9.3.2 Ensayo de Penetración con Cono - CPT

Una de las grandes ventajas del CPT sobre el SPT, es el registro continuo del perfil stratigráfico. Para este caso en particular hemos escogido tres métodos para evaluar la susceptibilidad a la licuación. A continuación presentaremos un breve resumen de los aspectos teóricos más relevantes de cada método.

Metodología propuesta por Youd y otros (1997).

Para calcular la CSR Youd y otros [Youd et al., 1997] proponen utilizar la expresión original de Seed y Idriss [Seed & Idriss, 1971](ecuación 9.1), con los siguientes valores de r_d :

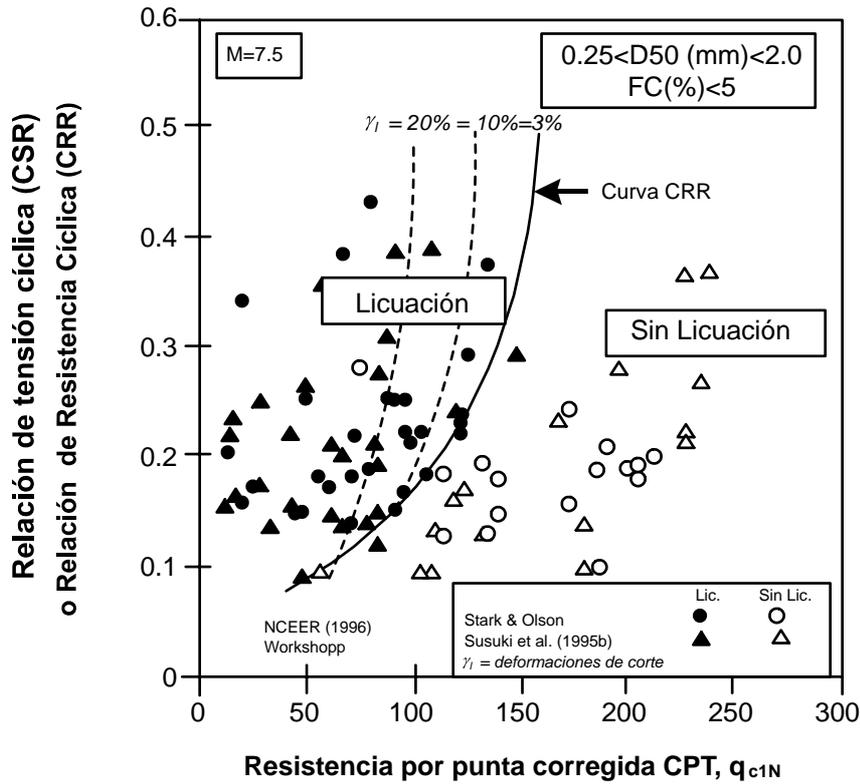


Figura 9.2: Curva recomendada por el NCEER (1996), para el calculo del CRR a partir del CPT [Robertson & Wride, 1998].

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9.15m \\
 r_d &= 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9.15m < z \leq 23m \\
 r_d &= 0.774 - 0.08z \text{ para } 23m < z \leq 30m \\
 r_d &= 0.5 \text{ para } z > 30m
 \end{aligned}
 \tag{9.6}$$

La figura 9.2, corresponde a la curva propuesta por Robertson y Wride (1998), para la determinación directa de CRR para arenas limpias (*Contenido de finos* $\leq 5\%$) a partir de datos del CPT. La curva base propuesta en la figura 9.2, puede ser aproximada mediante la siguiente expresión:

$$\text{Si } (q_{c1N})_{cs} < 50, \quad CRR_{7.5} = 0.833 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \tag{9.7}$$

$$\text{Si } 50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160, \quad CRR_{7.5} = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \tag{9.8}$$

Donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia normalizada del cono a 100 kPa, para una arena limpia.

Debido a que el procedimiento del CPT requiere la normalización de la resistencia por punta, para la utilización de las ecuaciones 9.7 y 9.8, se recomienda la siguiente expresión:

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \text{ donde } C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (9.9)$$

Donde C_Q es el factor para normalizar la resistencia del cono, P_a es 100 KPa o una presión atmosférica, y el exponente n depende de las características del material, su rango va de 0.5 para arenas limpias hasta 1.0 para arcillas.

Para obtener el valor de n es necesario clasificar el material por medio de la carta de Robertson (ver figura 3.7) para lo cual se asume primero un valor de 1.0 para el exponente n , con este y con los valores de la resistencia a la penetración q_c y fricción lateral f_s , se pueden calcular el índice de material I_c mediante las siguientes expresiones:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5} \quad (9.10)$$

Donde

$$Q = \left[\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right] \left[\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right]^n \quad \text{y} \quad F = \frac{100f_s}{q_c - \sigma_{vo}}$$

Entonces el valor final de n será igual a 0.5 para I_c menores de 2.6 que corresponde a materiales gruesos y para I_c mayores a 2.6 que corresponde a materiales finos se recomienda usar un valor de 0.7. Con estos valores se vuelve a calcular I_c con el cual se hace la corrección a arena limpia como se describe a continuación.

La corrección final de la resistencia consiste en hacer equivalentes los valores de la resistencia normalizada a los de una arena limpia (corrección por contenido de finos) aplicando las siguientes expresiones:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c (q_{c1N}) \quad (9.11)$$

Donde K_c es el factor de corrección por características del grano, y esta definido por la siguiente expresión [Robertson & Wride, 1998]:

$$\text{Para } I_c \leq 1.64 \quad K_c = 1.0$$

$$\text{Para } I_c > 1.64 \quad K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88$$

La curva K_c definida por la expresión anterior, se presenta en la figura 9.3. observándose que los suelos con $I_c > 2.6$ son más arcillosos. Finalmente en la figura 9.4 se presenta el diagrama de flujo que explica el proceso de cálculo.

Metodología propuesta por Lunne y otros (1997)

Para calcular la relación de tensiones cíclicas (CSR) Lunne [Lunne et al., 1997] propone utilizar la expresión de Seed y Idriss [Seed & Idriss, 1971], ligeramente modificada. La expresión final de CSR, queda de la siguiente manera:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65MWF \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (9.12)$$

Donde $MWF = \frac{M^{2.56}}{173}$ es el factor de magnitud del sismo y $r_d = 1.0 - 0.015z$ para $z < 25m$

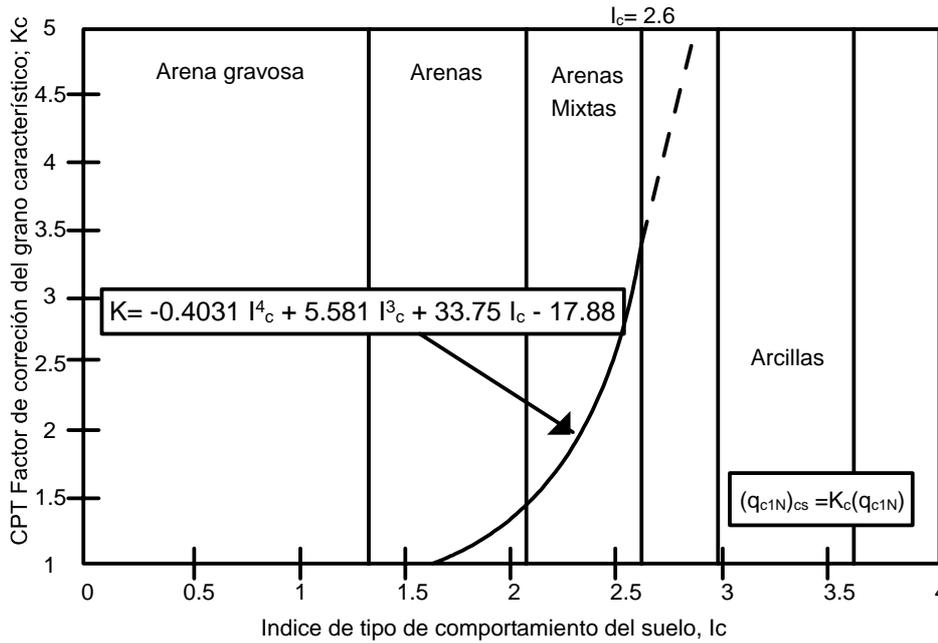


Figura 9.3: Factor de corrección K_c , utilizado para la determinación de la resistencia CPT equivalente a una arena limpia [Robertson & Wride, 1998]

Los autores recomiendan utilizar la curva CRR propuesta por Robertson [Robertson & Fear, 1995] ilustrado en la figura 9.5, la cual considera una probabilidad de ocurrencia de licuación cíclica de cerca del 20% o menos; dicha curva similar a la presentada en la figura 9.2, se desarrolló bajo las siguientes hipótesis:

- Depósitos de arena limpia del holoceno
- Magnitud del sismo igual a 7.5
- Terreno de poca pendiente
- El espesor del depósito no supera los 15 metros

La curva CRR propuesta en la figura 9.5 presenta la siguiente expresión:

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{para } 30 < (q_{c1N})_{cs} < 160 \quad (9.13)$$

Donde $(q_{c1N})_{cs}$ es la resistencia normalizada (adimensional), del cono a 100 KPa de una arena limpia, dada por la expresión 9.11. Nótese que esta expresión coincide, salvo en el rango de aplicación, con la expresión 9.8.

Robertson y Campanella [Robertson & Campanella, 1986] propusieron una modificación a la grafica para estimar el CRR de arenas limpias y arenas limosas con base en CPT usando para ello la resistencia normalizada:

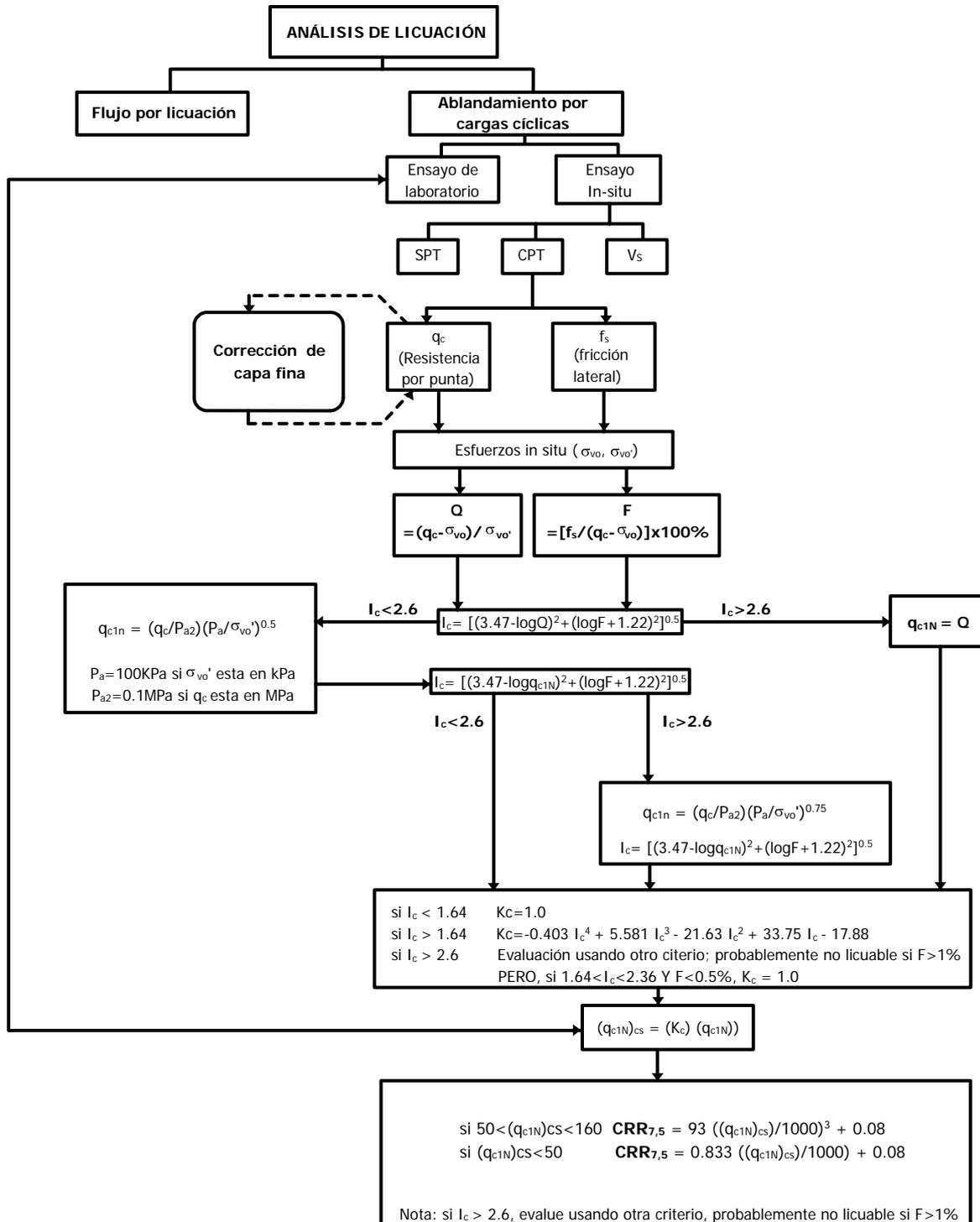


Figura 9.4: Diagrama de flujo ilustrando la aplicación integrada del CPT en la evaluación de la relación de resistencia cíclica (CRR) [Robertson & Wride, 1998]

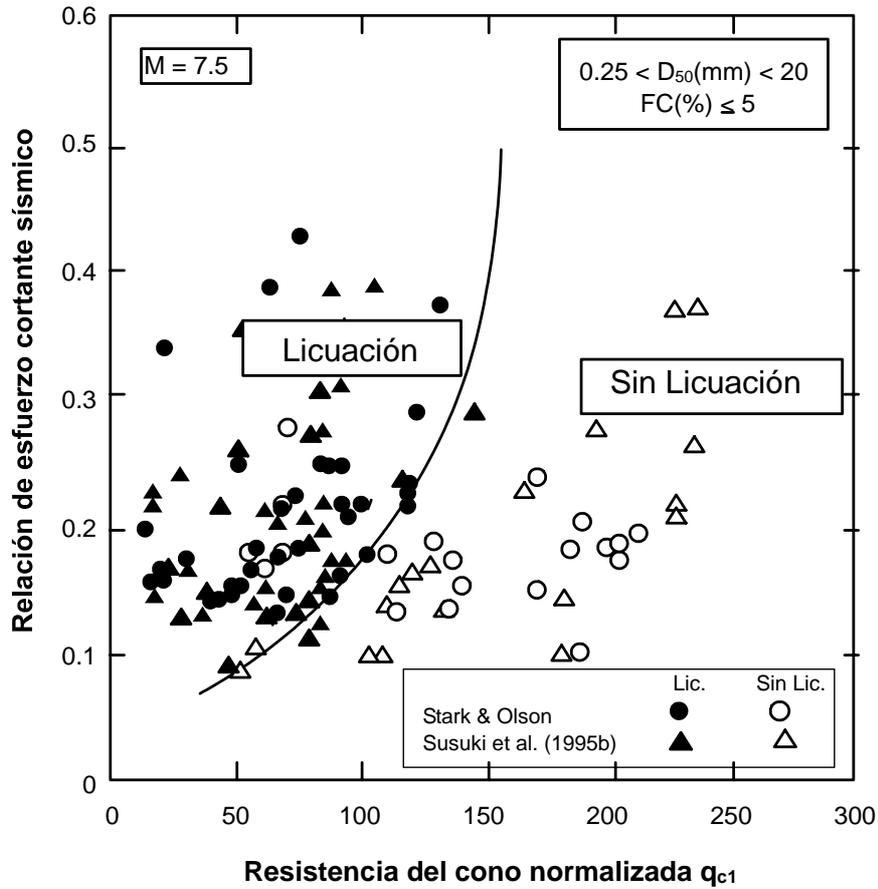


Figura 9.5: Mediciones de campo de licuación cíclica con la curva de resistencia CPT para arenas limpias [Robertson & Fear, 1995]

$$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} \quad (9.14)$$

donde q_{c1} es la resistencia normalizada del cono (adimensional) y P_a es la presión atmosférica (100 Kpa).

Para hacer equivalente los valores medidos de resistencia normalizada de materiales con contenido de finos mayores al 5%, el método propone estimar el contenido de finos aplicando la expresión sugerida por Robertson [Robertson, 1990]:

$$FC(\%) = 1.75I_c^3 - 3.7 \quad (9.15)$$

Donde :

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_t)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q_t = \frac{(q_c - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad \text{y} \quad F = 100 \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right]$$

Para hacer los datos equivalentes a una arena limpia, Stark y Olson [Stark & Olson, 1995] analizaron una base de datos SPT y sugirieron los siguientes factores de corrección teniendo en cuenta el contenido de finos para obtener de este modo la resistencia normalizada equivalente a una arena limpia $(q_{c1})_{cs}$ en función del contenido de finos:

$$(q_{c1})_{cs} = \Delta q_{c1} + q_{c1} \quad (9.16)$$

Con los siguientes valores de Δq_{c1} (adimensional):

$$\begin{aligned} \text{si } FC \geq 35\% & \quad \Delta q_{c1} = 60 \\ \text{si } 5\% < FC < 35\% & \quad \Delta q_{c1} = 2(FC - 5) \\ \text{si } FC \leq 5\% & \quad \Delta q_{c1} = 0 \end{aligned}$$

Propuesta de Juang et al (2003)

Una de las más recientes e interesantes propuestas para evaluar el potencial de licuación de depósitos arenosos fue desarrollada por Juang y otros [Juang et al., 2003]. En ella los autores realizan un análisis similar a los ilustrados con anterioridad, para lo cual utilizan una base de datos de 226 casos. Estos registros históricos son analizados mediante redes neuronales, llegando a plantear la curva límite que separa los casos licuables de los no licuables. El procedimiento general de cálculo es el siguiente:

Para calcular la CSR Juang [Juang et al., 2003] propone usar la expresión de Youd [Youd et al., 2001] y Seed y Idriss [Seed & Idriss, 1971] de la siguiente forma:

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{1}{MSF} \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \quad (9.17)$$

Donde MSF es el factor de escala de la magnitud del sismo propuesta por Idriss y citado por Youd [Youd et al., 2001]:

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad (9.18)$$

Donde M_w es la magnitud de momento.

La variable r_d es calculada según la expresión propuesta por Liao [Liao et al., 1988]:

$$\begin{aligned} r_d &= 1.0 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15m \\ r_d &= 1.174 - 0.0267z \quad \text{para } 9.15m < z \leq 23m \end{aligned}$$

La base de datos utilizada en esta investigación contiene 226 casos, de los cuales 133 corresponden a casos licuables y los otros restantes 93 son no licuables. El modelo de redes neuronales desarrollado por Juang [Juang et al., 2003] se fundamenta en la siguiente expresión:

$$LI = f_{LI}(q_{c1N}, I_c, \sigma'_v, CSR_{7.5}) \quad (9.19)$$

Donde:

LI es el índice de licuación ($LI = 1$ el caso es licuable; $LI = 0$ el caso es no licuable)

q_{c1N} es la resistencia normalizada, para calcularla el autor propone utilizar la expresión recomendada por Robertson y Wride [Robertson & Wride, 1998]:

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{100} \right) \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^{0.5} \quad (9.20)$$

I_c es el índice de material, el cual lo define como (modificada de Lunne [Lunne et al., 1997]):

$$I_c = [(3.47 - \log q_{c1N})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5} \quad (9.21)$$

Donde q_c, σ'_v están en kPa, y $F = \left[\frac{f_s}{q_c - \sigma_{vo}} \right]$ es la relación de fricción normalizada

El índice de material se utiliza para calcular la resistencia normalizada equivalente a arena limpia $q_{c1N,cs}$ mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} q_{c1N,cs} &= K_I q_{c1N} \\ K_I &= 2.429I_c^4 - 16.943I_c^3 + 44.55I_c^2 - 51.497I_c + 22.802 \end{aligned} \quad (9.22)$$

El fin del modelo es poder establecer la mejor relación que separe los casos licuables y no licuables, para lo cual el autor generó 158 casos sintéticos para mejorar el rango y precisión del modelo. En la Figura 9.6 se muestran todos los casos modelados y varias curvas límites para diferentes probabilidades de licuación. Los autores proponen finalmente utilizar la curva correspondiente a un 45% de probabilidad de licuación, la cual está representada por la siguiente expresión :

$$CRR = C_\sigma \exp \left[-2.957 + 1.264 \left(\frac{q_{c1N,cs}}{100} \right)^{1.25} \right] \quad (9.23)$$

Donde:

$$C_\sigma = -0.016 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^3 + 0.178 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right)^2 - 0.063 \left(\frac{\sigma'_v}{100} \right) + 0.903 \quad (9.24)$$

Juang aclara que las curvas de la figura 9.6 están dadas para $\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$, $M_w = 7.5$, y CRR calculado en función de la resistencia normalizada. Debido a lo anterior, es necesario ajustar la relación de tensión cíclica, mediante la siguiente expresión:

$$CSR_{7.5,\sigma} = \frac{CSR_{7.5}}{C_\sigma} \quad (9.25)$$

Donde $CSR_{7.5,\sigma}$ es la relación de tensiones cíclicas ajustada por el nivel de tensiones. En la figura 9.7 se presentan las curvas límites para tres tipos de suelos, utilizando el método propuesto por Robertson [Robertson & Wride, 1998] y el método propuesto por Juang [Juang et al., 2003]. A simple vista los resultados anteriores muestran que los dos métodos son similares aunque las curvas no se obtuvieron bajo las mismas condiciones (El I_c difiere ligeramente, CRR es una función del σ'_{vo} en Juang, mientras en Robertson no, finalmente en el método de Juang la curva límite esta diseñada para un 45% de probabilidad, mientras que en Robertson la curva esta diseñada para una probabilidad del 50%).

Como el modelo está fundamentado en probabilidades, Juang [Juang et al., 2003], transforma su modelo determinístico a probabilístico, mediante la teoría Bayesiana, de manera que la probabilidad de licuación de un sitio, para un sismo dado, esta dado por [Juang et al., 1999]:

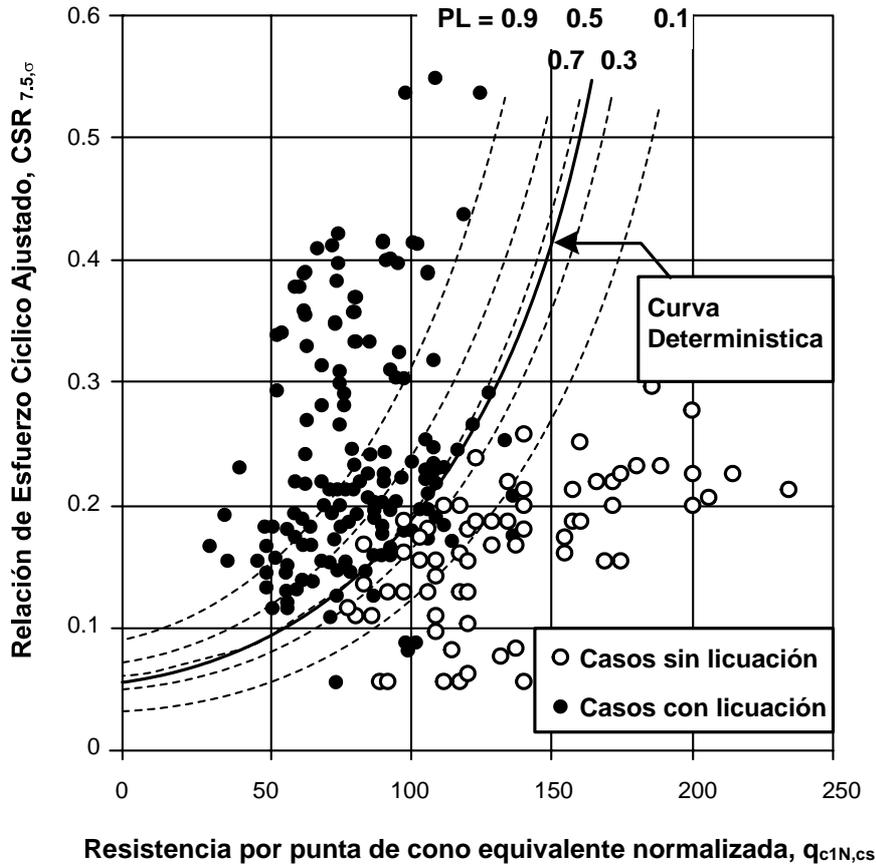


Figura 9.6: Curvas determinísticas y probabilística para la obtención del CSR [Juang et al., 2003]

$$P_L = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{A}\right)^B} \tag{9.26}$$

Donde P_L es la probabilidad de licuación, $F_s = \frac{CRR}{CSR}$ es el factor de seguridad, y **A** y **B** se obtienen del análisis de funciones de densidad de probabilidades de la base de datos del CPT, tomando los siguientes valores $A=0.96$ y $B=4.5$.

Un resumen de las expresiones utilizadas por los tres métodos descritos con anterioridad se presenta en la tabla 9.3.

9.3.3 Ensayo DMT

Dentro de las muchas aplicaciones que se le ha dado al DMT, se ha encontrado que esta técnica presenta resultados aceptables en la evaluación de licuación de un depósito arenoso. La figura 9.8 resume el conocimiento disponible para evaluar el potencial de licuación de un depósito arenoso a partir del DMT. La curva que recomienda actualmente Marchetti [Marchetti et al., 2001] para estimar la relación de resistencia cíclica (CRR) a partir del parámetro K_D , es la curva propuesta por Reyna [Reyna & Chameau, 1991] la cual se ilustra a través de la figura 9.8. Dicha curva esta basada en las curvas $K_D - Dr$ mostrada en la figura 9.9, la cual ha sido validada por Tanaka [Tanaka & Tanaka,

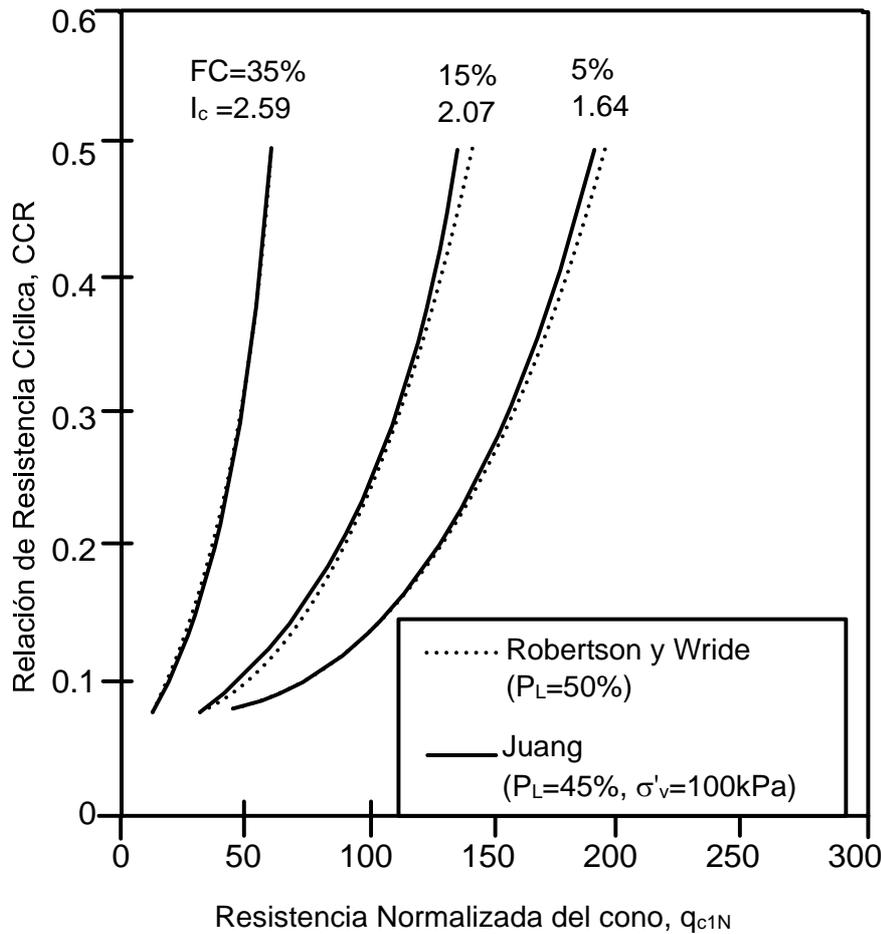


Figura 9.7: Comparación de las curvas límites mediante dos técnicas [Juang et al., 2003]

1998] mediante ensayos sobre muestras inalteradas. Marchetti y otros [Marchetti et al., 2001] encuentra que combinando los resultados de la figura 9.8 con la experiencia disponible [Marchetti, 1997], son relativamente sitios seguros los que presentan los siguientes valores de K_D ($M_w = 7.5$)

- Áreas no sísmicas: $K_D > 1.7$
- Áreas de baja sismicidad: $\left(\frac{a_{\max}}{g} = 0.15\right) : K_D > 4.2$
- Áreas de sismicidad media: $\left(\frac{a_{\max}}{g} = 0.25\right) : K_D > 5.0$
- Áreas de alta sismicidad: $\left(\frac{a_{\max}}{g} = 0.35\right) : K_D > 5.5$

Una vez que el CRR ha sido evaluado de la figura 9.8, se procede a utilizar el método estandar propuesto por Seed.[Seed & Idriss, 1982], para la obtención de la relación de tensión cíclica (CSR), dada por la expresión 9.1.

Recientemente, Monaco y otros [Monaco et al., 2005], propone una nueva correlación para evaluar la relación de resistencia cíclica (CRR), a partir del índice de tensión horizontal K_D del DMT. Los

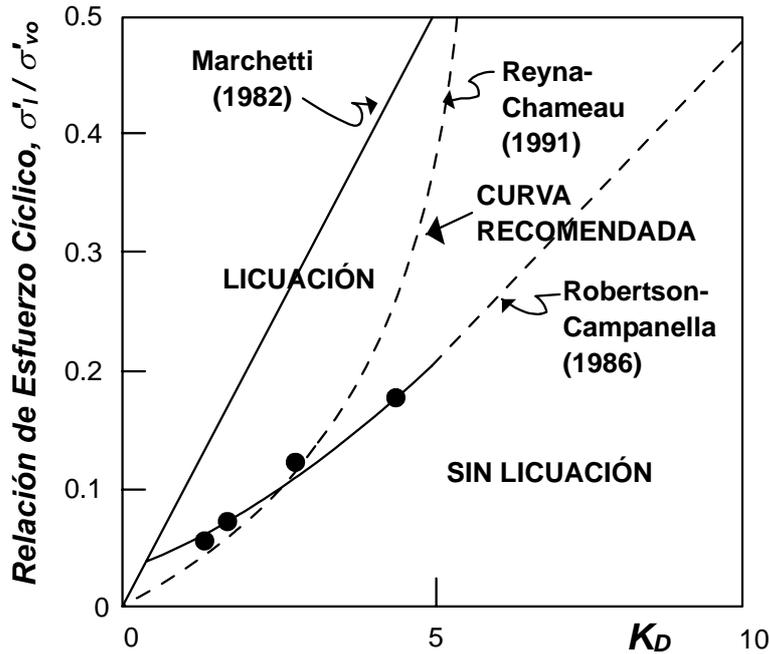


Figura 9.8: Diferentes curvas utilizadas para la estimación del CRR a partir del DMT [Marchetti et al., 2001]

autores utilizan el método simplificado de Seed e Idriss [Seed & Idriss, 1971]. La correlación propuesta entre $CRR - K_D$, combina las curvas existentes entre $CRR - K_D$, con las correlaciones para evaluar CRR a partir del CPT y SPT, utilizando para ello la densidad relativa como parámetro intermedio. La expresión propuesta por los autores para la curva $CRR - K_D$, está dada por la siguiente expresión:

$$CRR = 0.0107K_D^3 - 0.0741K_D^2 + 0.2169K_D - 0.1306 \quad (9.27)$$

Esta última curva propuesta por Monaco y otros [Monaco et al., 2005], se ilustra en la figura 9.10, y el procedimiento para evaluar licuación es idéntico al explicado con anterioridad.

9.4 Aplicación de los Métodos a la Arena de Tumaco

Los resultados de los análisis que se presentan a continuación, se realizaron para coeficientes de aceleración comprendidos entre 0.2 y 0,25 ($\frac{a_{max}}{g} = 0.2 - 0.25$). Estas aceleraciones se escogieron para hacer compatibles los resultados utilizando las técnicas semiempíricas y los modelos numéricos (diferencias finitas y elementos finitos), y poder de esta manera realizar algunas comparaciones al final de la tesis.

9.4.1 Determinación del Potencial de Licuación mediante el SPT

Para este caso solamente se utilizó el método propuesto en el Workshop de 1997 [Youd et al., 1997], ya que este es un método que se obtuvo de común acuerdo entre muchos investigadores. El resultado se ilustra en las figura 9.11, destacándose los siguientes aspectos:

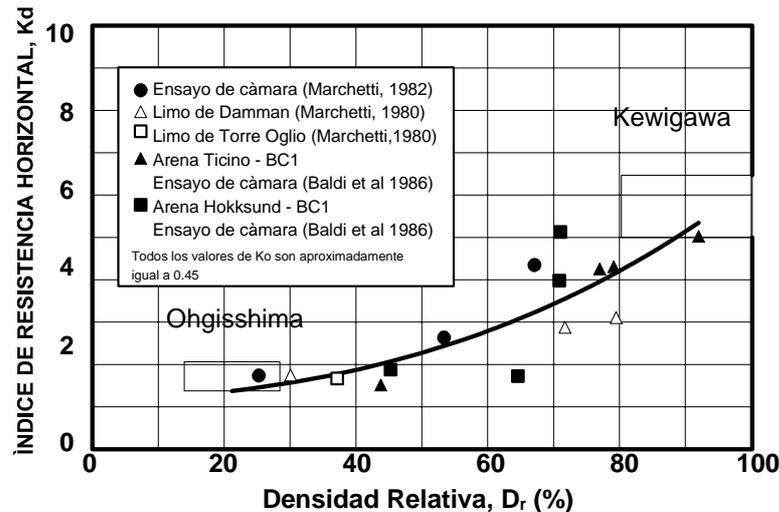


Figura 9.9: Comparación entre la densidad relativa medida y la predicción hecha por el DMT [Tanaka & Tanaka, 1998]

- Los tres primeros metros son potencialmente licuables para aceleraciones máximas de 0.2g y 0.3g
- El estrato de arena comprendido entre 4 y 8 metros de profundidad se podría afirmar que no es susceptible de sufrir licuación para las aceleraciones de interés ($\frac{a_{máx}}{g} = 0.2 - 0.25$).
- Los estratos más profundos de arena, se encontraron que eran susceptibles del fenómeno de licuación, debido a que se encuentran menos densos.

9.4.2 Determinación del Potencial de Licuación mediante el CPTU

Para la evaluación de licuación mediante el CPTU, se utilizaron los tres métodos presentados en la sección anterior. Los resultados obtenidos se ilustran en las figura 9.12, destacándose los siguientes aspectos:

- Para los tres primeros metros de profundidad, el modelo propuesto por Juang, presenta los menores valores de la relación de resistencia cíclica (CRR), y por tanto el menor factor de seguridad para licuarse.
- A partir de los cuatro metros, los tres métodos dados por [Lunne et al., 1997], [Youd et al., 2001] y [Juang et al., 2003], presentan valores muy similares, siendo la dispersión muy pequeña.
- Para el caso de ($\frac{a_{máx}}{g} = 0.2$), no se licuaría el estrato de arena comprendido entre 1 y 3 metros aproximadamente mediante el método de Youd y Lunne; con el método de Juang, la condición es más desfavorable y no se licuaría el estrato arenoso comprendido entre 1 y 1.5 metros.
- Para el caso de ($\frac{a_{máx}}{g} = 0.25$), el espesor del estrato no licuable se reduce a por los menos la mitad de la anterior; nótese que básicamente los valores del factor de seguridad disminuyen, pero la forma de las curvas es la misma.

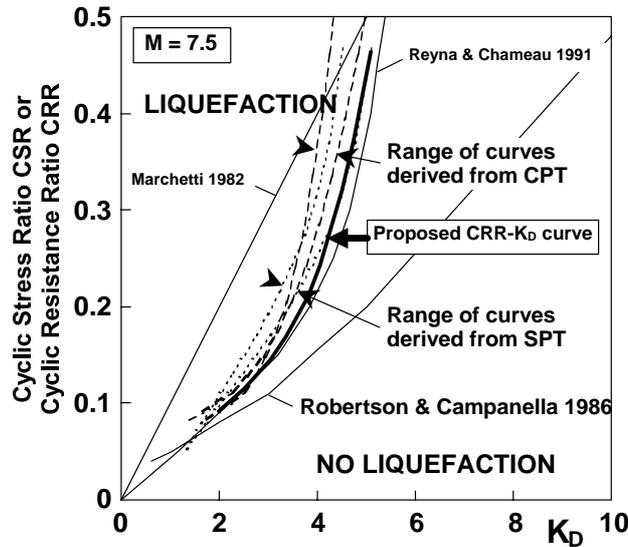


Figura 9.10: Determinación de licuación mediante el DMT [Monaco et al., 2005]

- Mediante el CPTU se obtiene, que la mayor parte del depósito arenoso se licuaría.

9.4.3 Determinación del Potencial de Licuación mediante el DMT

Para la evaluación del potencial de licuación mediante el DMT se utilizó la correlación propuesta por Monaco [Monaco et al., 2005], por ser la más reciente y además involucrar mejoras a las inicialmente propuestas por Marchetti [Marchetti, 1982], Robertson [Robertson & Campanella, 1986] y la de Reyna [Reyna & Chameau, 1991]. Los resultados de evaluar licuación mediante el DMT se ilustran en la figura 9.13, destacándose los siguientes aspectos:

- Para $\frac{a_{max}}{g} = 0.2$, el terreno no es susceptible de sufrir licuación para los 3 primeros metros. Para el estrato comprendido entre 4 metros y 8 metros, no es susceptible de sufrir licuación, excepto para una pequeña capa comprendida entre los 6 metros y los 7 metros de profundidad.
- La zona más propensa a sufrir licuación es la comprendida entre 9.5 metros y 14 metros de profundidad, para aceleraciones de 0.2g y 0.25g.
- El aumento del nivel de aceleración de 0.2 a 0.25 genera un incremento en el espesor de los estratos susceptibles de sufrir licuación.

9.5 Análisis comparativo de las pruebas in situ (SPT - CPTU - DMT)

A continuación realizaremos un análisis comparativo de las diferentes pruebas in situ; para ello, hemos escogido los siguientes métodos:

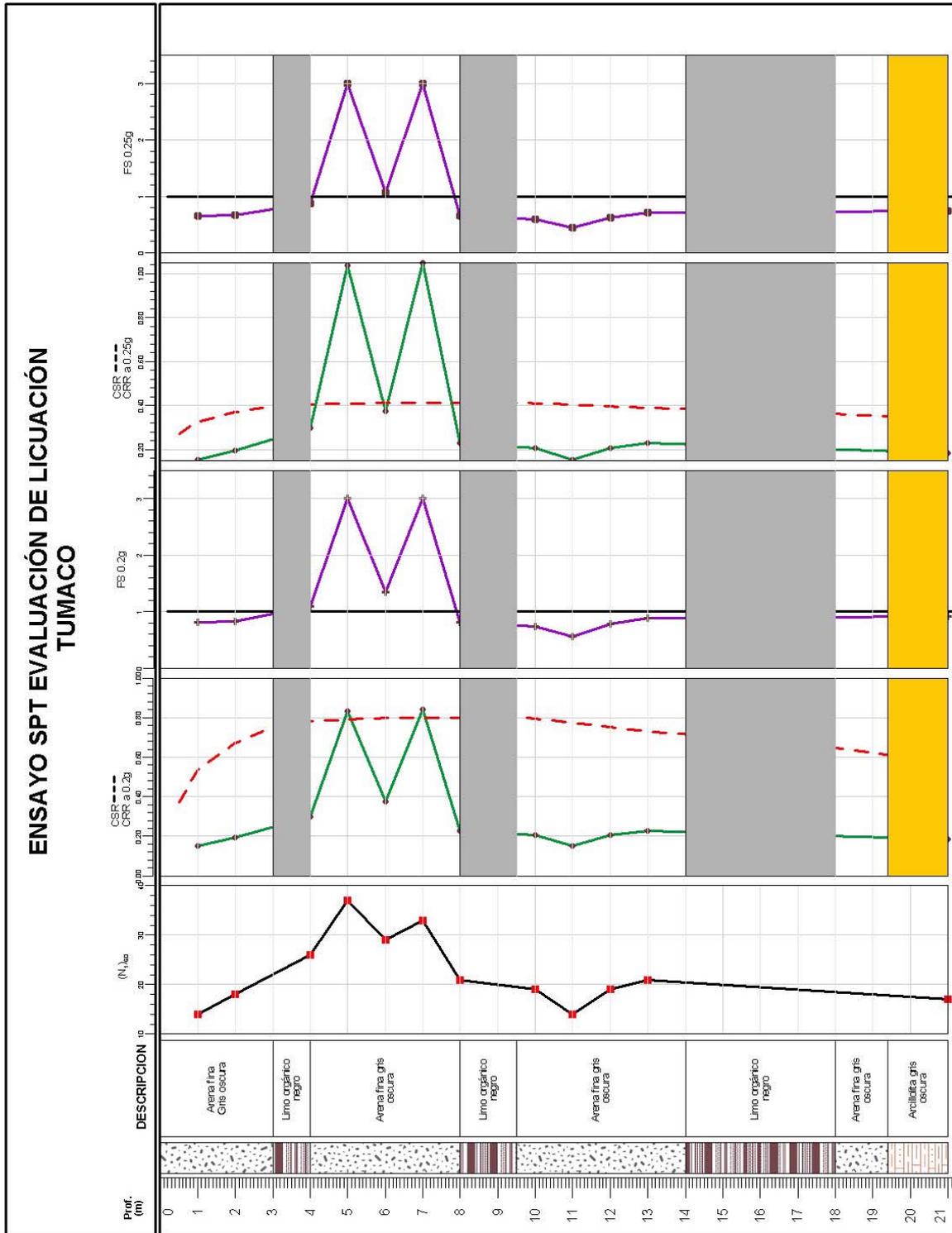


Figura 9.11: Evaluación de Licuación mediante el SPT

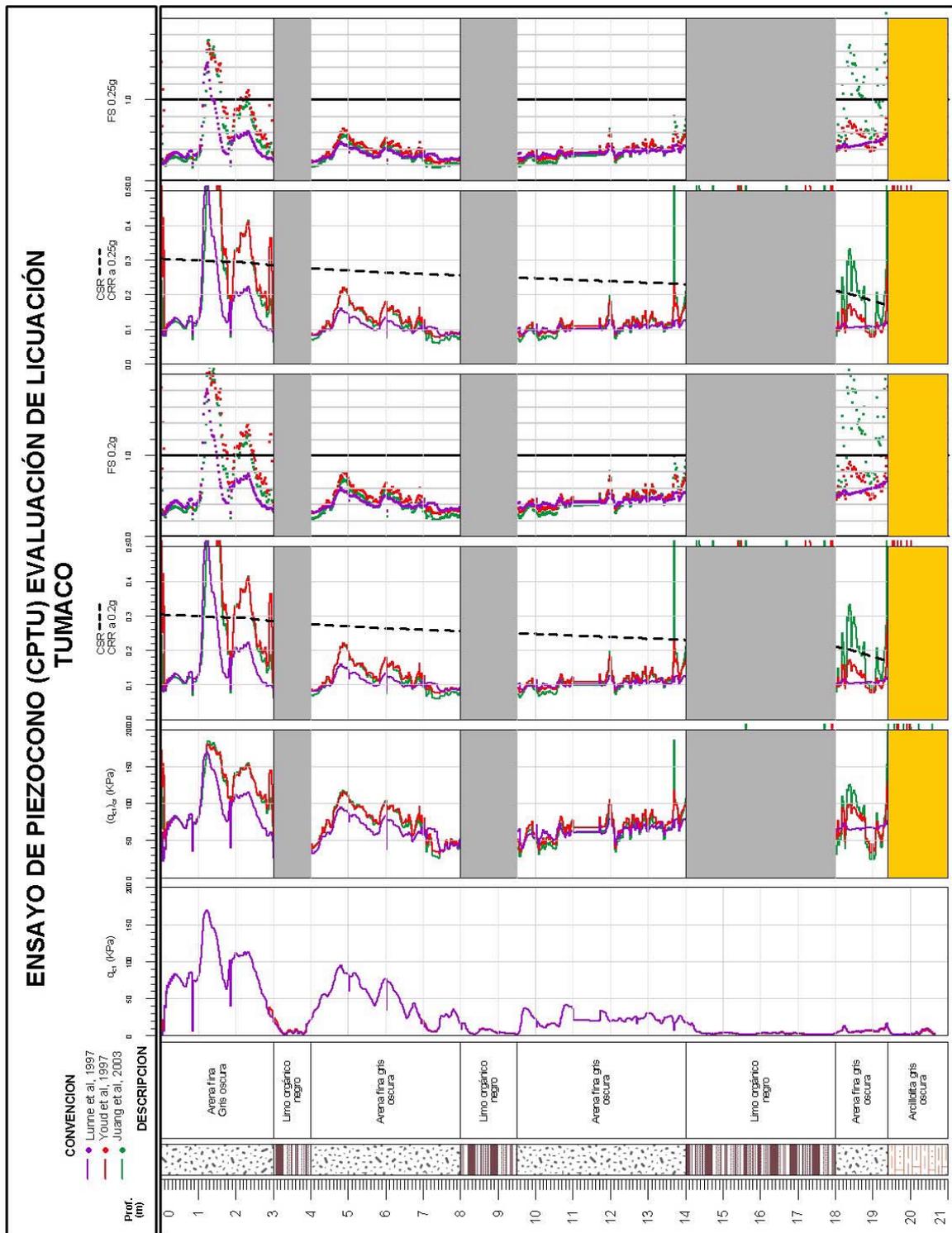


Figura 9.12: Evaluación del potencial de licuación mediante el CPTU

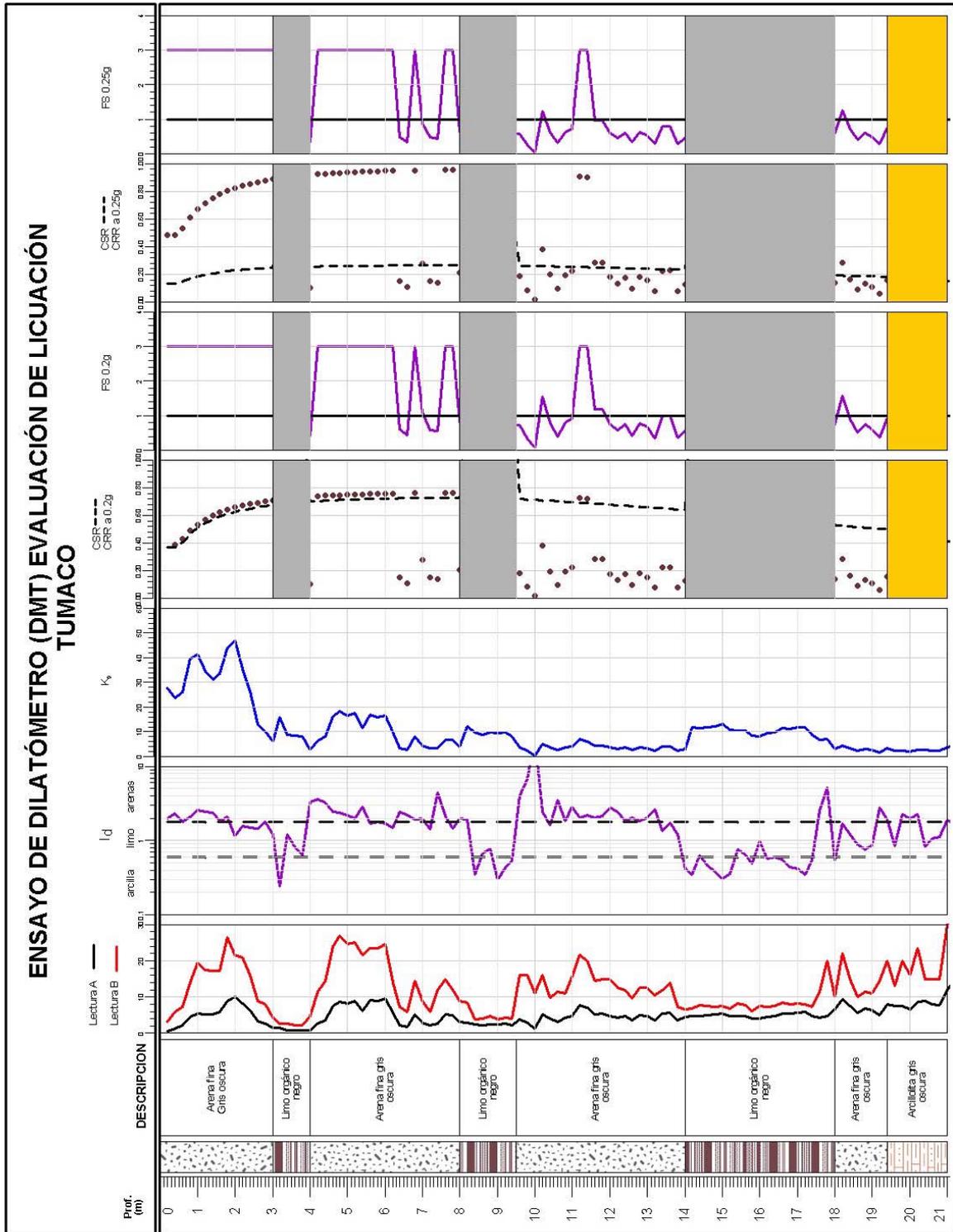


Figura 9.13: Evaluación de licuación mediante el DMT

SPT - Youd [Youd et al., 1997]

CPTU - Juang [Juang et al., 2003]

DMT - Monaco y otros [Monaco et al., 2005]

La superposición de los resultados utilizando las anteriores técnicas se ilustran en la figura 9.14, destacándose los siguientes aspectos:

- Aunque los tres métodos se analizaron para las mismas condiciones del subsuelo, es innegable que la prueba DMT, presenta diferencias importantes con relación al CPTU (tomando como patrón la prueba CPTU), esto se puede deber a lo siguiente:
 - En primer lugar la metodología propuesta para el DMT, no tiene en cuenta el contenido de finos, el cual afecta la susceptibilidad a la licuación.
 - En segundo lugar, la base de datos utilizada por el DMT, es relativamente pequeña, por los que la curva CRR sería motivo de investigaciones adicionales (Desafortunadamente la aplicabilidad de DMT para estudiar licuación parece haberse estancado, como se desprende del limitado número de publicaciones). Con el fin de mejorar los resultados se utilizó la correlación propuesta por Monaco [Monaco et al., 2005], presentándose una leve mejoría en los resultados.
 - Teniendo presente las anteriores limitaciones, es importante destacar que esta prueba es muy prometedora, pero es necesario continuar realizando investigaciones.
- El SPT al igual que el DMT presenta una dispersión importante, sobre todo en los ocho primeros metros, donde da lo contrario del CPTU. Entre 10 y 13 metros los resultados son similares.

9.6 Conclusiones

- Se han ejecutado tres pruebas de campo diferentes con el fin de evaluar el potencial de licuación de la arena de Tumaco: SPT, DMT y CPTU. Es innegable que la prueba CPTU permite un registro continuo del perfil de subsuelo, mientras que el DMT permite un registro cada 0.20 metros (dada por la longitud de la paleta), y finalmente el ensayo SPT, permite registros del número de golpes cada 0.5 a 1.0 metros.
- De los análisis anteriores se concluye que la prueba CPTU es la más confiable de las tres para evaluar licuación. Esto en cierto modo es consecuencia de ser este ensayo el más estudiado por diferentes centros de investigación, y por lo tanto, el que mayor número de publicaciones origina. En orden de confiabilidad, recomendaríamos el DMT, aunque las investigaciones con esta prueba parecen haberse estancado como se deduce del escaso número de publicaciones en revistas especializadas en los últimos años.
- El ensayo SPT es la prueba que arrojó los peores resultados, pero dada la simplicidad de la prueba, es el ensayo de mayor uso en Colombia para evaluar el potencial de licuación de un depósito arenoso. La mayor limitante, es que los resultados depende de un gran número de factores, destacándose la energía transmitida por el martillo. Esto como es de suponer afectará fuertemente los resultados, siendo necesario instalar celdas de carga para medir la eficiencia de los equipos.

- Una conclusión importante es que las diferentes técnicas analizadas presentan una dispersión importante, por lo que se hace necesario, realizar pruebas conjuntas con los 3 métodos para patronarlos.

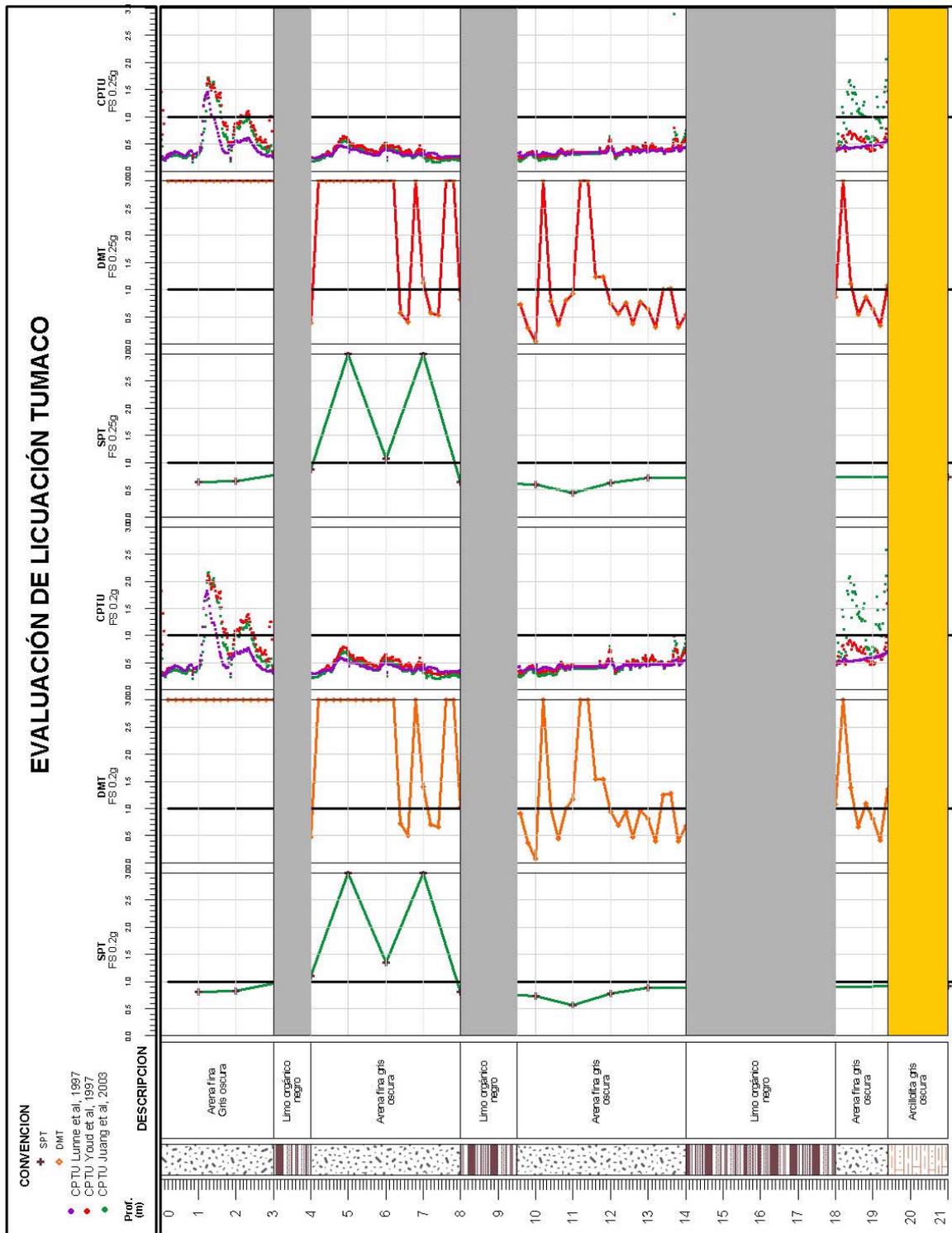


Figura 9.14: Análisis Comparativo de Evaluación de Licuación mediante SPT, CPTU y DMT

AUTOR	RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO	RESISTENCIA NORMALIZADA	RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA
Youd et al (1997)	$CSR_{7.5} = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_v) r_d$ $r_d = 1.0 - 0.00765z \text{ para } z \leq 9.15m$ $r_d = 1.174 - 0.0267z \text{ para } 9.15m < z \leq 23m$ $r_d = 0.774 - 0.008z \text{ para } 23m < z \leq 30m$ $r_d = 0.5 \text{ para } z > 30m$	$q_{c1N} = C_Q(q_c / P_a)$ $C_Q = (P_a / \sigma'_{vo})^n$	$CRR_{7.5} = 0.833[(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05 (q_{c1N})_{cs} < 50$ $CRR_{7.5} = 93[(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \quad 50 < (q_{c1N})_{cs} < 160$ $(q_{c1N})_{cs} = K_c(q_{c1N})$ $K_c = 1.0 \quad I_c \leq 1.64$ $K_c = -0.403I_c^4 + 5.58I_c^3 - 21.63I_c^2 - 33.75I_c - 17.88 \quad I_c > 1.64$ $I_c = [(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$
Lunne et al (1997)	$CSR = 0.65(MWF)(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_v) r_d$ $MWF = M^{2.56} / 173$ $r_d = 1.0 - 0.015z \text{ para } z < 25m$	$q_{c1} = \left(\frac{q_c}{P_a}\right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.5}$	$CRR = 93[(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \quad 30 < (q_{c1})_{cs} < 160$ $(q_{c1})_{cs} = \Delta q_{c1} + q_{c1}$ $\Delta q_{c1} = 60 \quad \text{si } FC \geq 35\%$ $\Delta q_{c1} = 2(FC - 5) \quad \text{si } 5\% < FC < 35\%$ $\Delta q_{c1} = 0 \quad \text{si } FC \leq 5\%$ $FC(\%) = 1.75I_c^3 - 3.7$ $I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$
Juang et al (2003)	$CSR_{7.5} = 0.65(\sigma_{vo} / \sigma'_v)(a_{max} / g)(r_d) / MSF$ $MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} = (M_w / 7.5)^{-2.56}$	$q_{c1N} = \frac{q_c / 100}{(\sigma'_v / 100)^{0.5}}$	$CRR_{7.5,\sigma} = CSR_{7.5} / C_\sigma$ $CRR = C_\sigma \exp[-2.957 + 1.264(q_{c1N,cs} / 100)^{1.25}]$

Tabla 9.3: Comparación de varios métodos de campo para la evaluación de la resistencia a la licuación a partir del CPT

Capítulo 10

ANÁLISIS DE LICUACIÓN UTILIZANDO TÉCNICAS NUMÉRICAS

10.1 Introducción

En este capítulo, se presentan los resultados obtenidos mediante diferentes técnicas numéricas. Los análisis se desarrollaron de la siguiente manera: se utilizan en primera instancia los programas de diferencias finitas unidimensionales PROSHAKE y EERA (**E**quivalent linear **E**arthquake site **R**esponse **A**nalyses) [Bardet et al., 2000], y el programa bidimensional QUAD4M [Hudson et al., 1994], para el análisis en tensiones totales. Posteriormente, el programa FLAC3D [Itasca Consulting Group, 2002], para el análisis semiacoplado, mientras que los análisis en tensiones efectivas se realizan con el SOLDYNA. Para efectos de cálculo en primer lugar, se valida el modelo no lineal (el lineal fue validado en el capítulo 5), para lo cual analiza el caso de una columna de suelo sometida a una carga transitoria [Xie, 1990]; en segundo lugar, se hace una simulación de Tumaco, intentando reproducir el sismo de 1979, y finalmente, se intenta reproducir el sismo registrado en la estación instalada en Tumaco en 1997

Aunque la formulación $u - p$ tiene un amplio rango de aplicación: problemas estáticos, estacionarios y transitorios, etc, en esta tesis nos hemos centrado en el caso transitorio. Sin embargo, la aplicación a algunos de los casos mencionados anteriormente puede consultarse en [Xie, 1990],[Chan, 1988] y [Zienkiewicz et al., 1999].

10.2 Capa de arena sujeta a un sismo horizontal

Este ejemplo fue solucionado por Xie [Xie, 1990], y consiste en evaluar el comportamiento de una columna de suelo sometida a un sismo horizontal (Figura 10.1). El sismo utilizado en este análisis corresponde a la componente N-S del terremoto de el Centro de Mayo de 1940, cuyo registro se obtuvo del NEIC (National Earthquake Information Center, U.S.A.).

Para efectos de análisis se asume que la capa de arena se puede modelar como una columna de suelo con ambas caras y el fondo impermeable. Xie [Xie, 1990], asume condiciones de contorno repetidas para los nodos laterales, lo cual implica que los desplazamientos de los nodos del lado derecho son idénticos a los nodos del lado izquierdo.

Esta condición de repetibilidad no la hemos utilizado y hemos optado por utilizar condiciones de contorno absorbentes en los nodos laterales y con elementos triangulares de igual orden de interpolación.

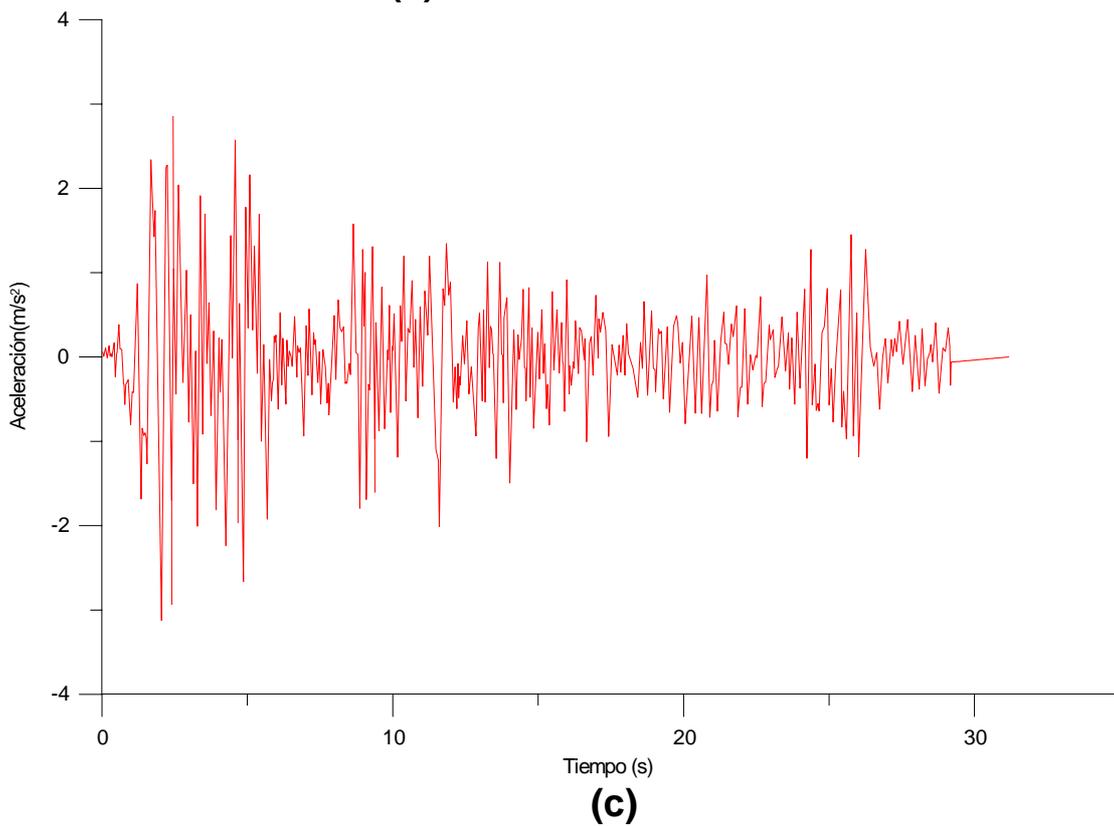
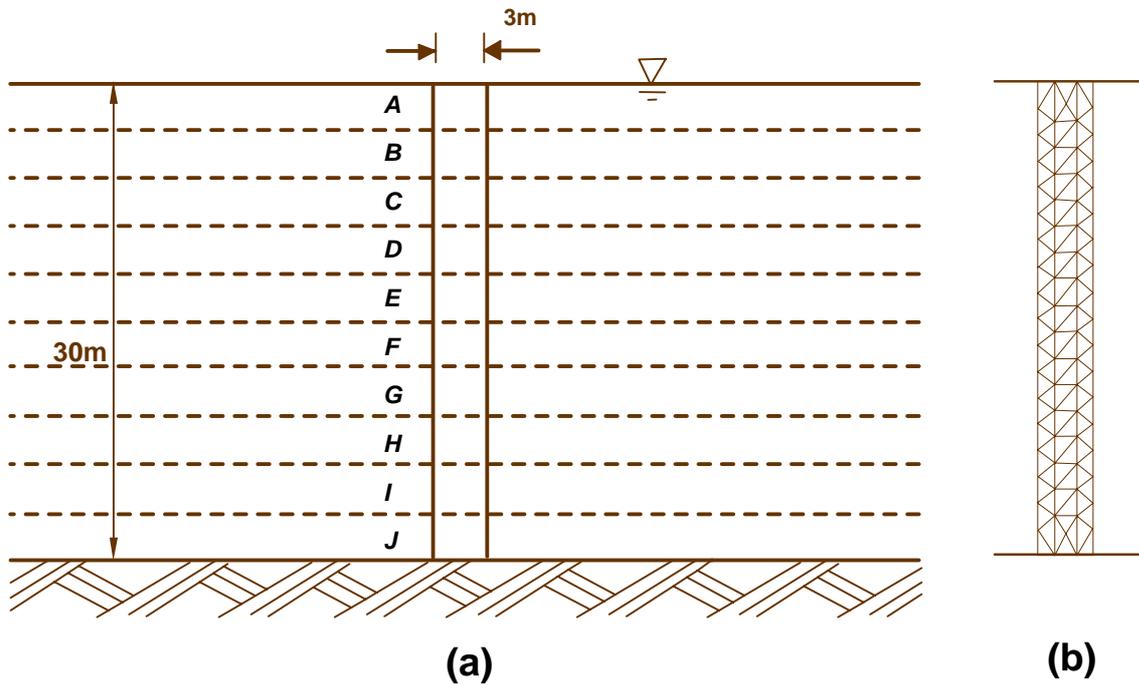


Figura 10.1: Capa de arena sometida a un sismo horizontal a) Geometría de la capa de Arena b) Malla de elementos finitos c) Acelerograma: Componente N-S del terremoto del Centro de Mayo de 1940. (NEIC)

Datos del Suelo	
$\rho_s =$	2720 kg/m^3
$\rho_f =$	980 kg/m^3
$k_s =$	10^{20} Pa
$k_f =$	1.0910^9 Pa
$\nu =$	0.2857
$n =$	0.363
$g =$	9.80 m/s^2
$k =$	2.110^{-3} m/s
Modelo Pastor-Zienkiewicz	
$k_{evo} =$	45
$k_{ero} =$	67.5
$M_g =$	1.5
$M_f =$	0.4
$\alpha_f = \alpha_g =$	0.45
$\beta_0 =$	1.2
$\beta_1 =$	0.2
$H_0 =$	350
$H_{u0} =$	6.010^6 Pa
$\gamma_u =$	2.0
$\gamma_{DM} =$	2.0

Tabla 10.1: Parámetros del suelo

La malla resultante se ilustra en la Figura 10.2.

Las propiedades del material y parámetros del modelo de Pastor-Zienkiewicz [Pastor et al., 1987], requeridos para el análisis se ilustran en la tabla 10.1. Por otro lado, en la figura 10.3, se ilustra la variación de la presión de poros en el tiempo. En general se observa, que el inicio de la licuación del material es variable, iniciándose aproximadamente a los dos segundos para los estratos más superficiales e incrementándose el tiempo con la profundidad, nótese que los estratos más profundos se licuan a partir de los cuatro segundos. Los anteriores resultados son acordes con los reportados por Xie [Xie, 1990]

10.3 Aplicación a Tumaco - sismo de 1979

10.3.1 Antecedentes

En Colombia la zona más severamente castigada por el efecto devastador de sismos y tsunamis es la costa pacifico del Nariño. Solo en el último siglo cuatro grandes sismos han afectado la zona: en 1906 con magnitud $Mw = 8.8$, 1942 con $Mw = 7.6$, 1958 con $Mw = 7.7$ y 1979 con $Mw = 8.2$. El gran tamaño y la relativa alta recurrencia de eventos, 4 sismos en el último siglo, hacen de la costa Pacifica del Nariño y en particular de Tumaco un escenario importante para la mitigación de la amenaza sísmica. A pesar de haber incertidumbre en la interpretación de los terremotos más antiguos, son muy fuertes las evidencias que muestran que el segmento de subducción (al cual se encuentran ligado estos eventos) de la zona Ecuador-Colombia se comporta de manera distinta de evento a evento. Afortunadamente ya en 1979 se

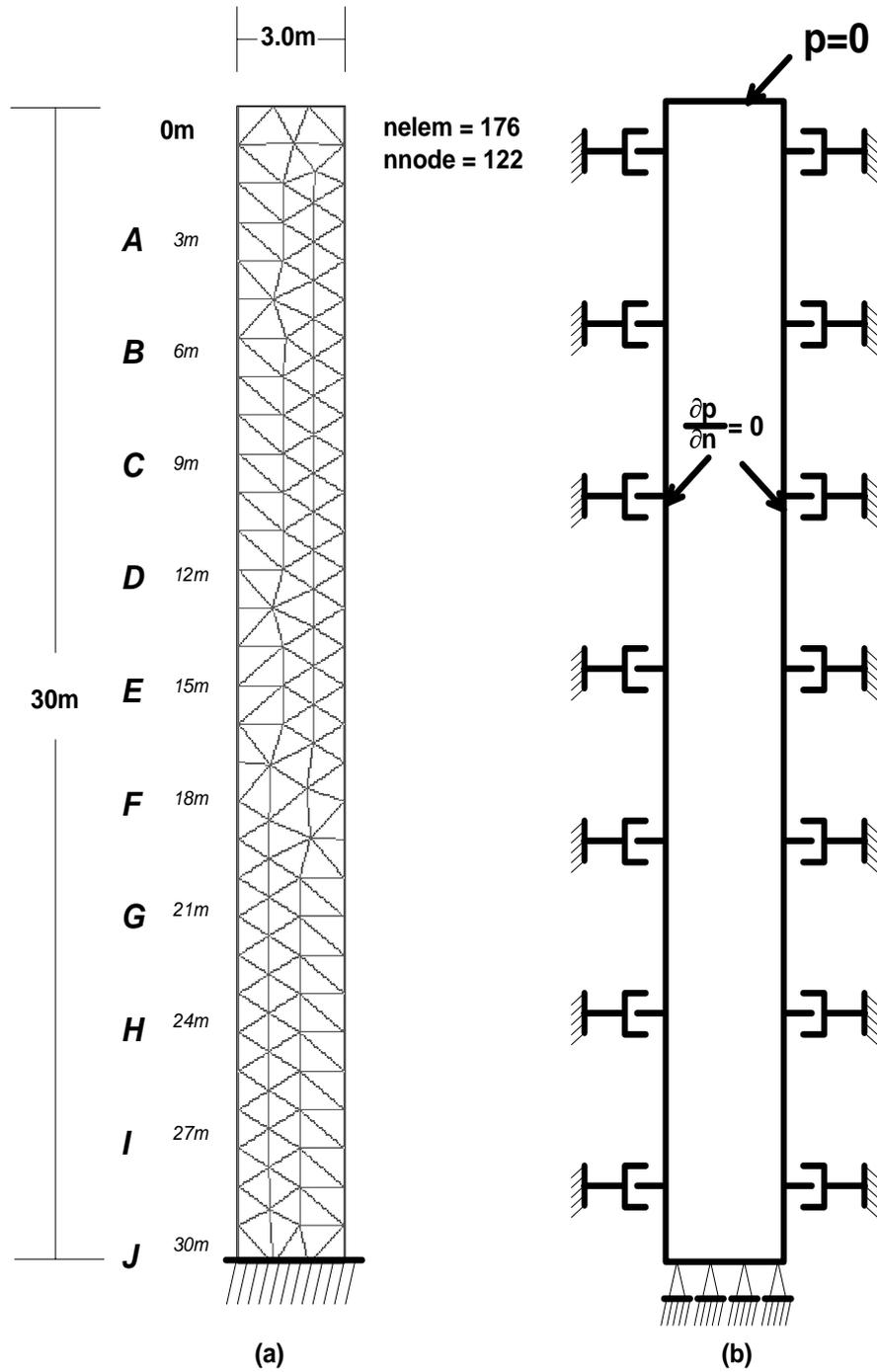


Figura 10.2: Capa de arena sometida a un sismo horizontal: a) malla de elementos finitos b) condiciones de contorno

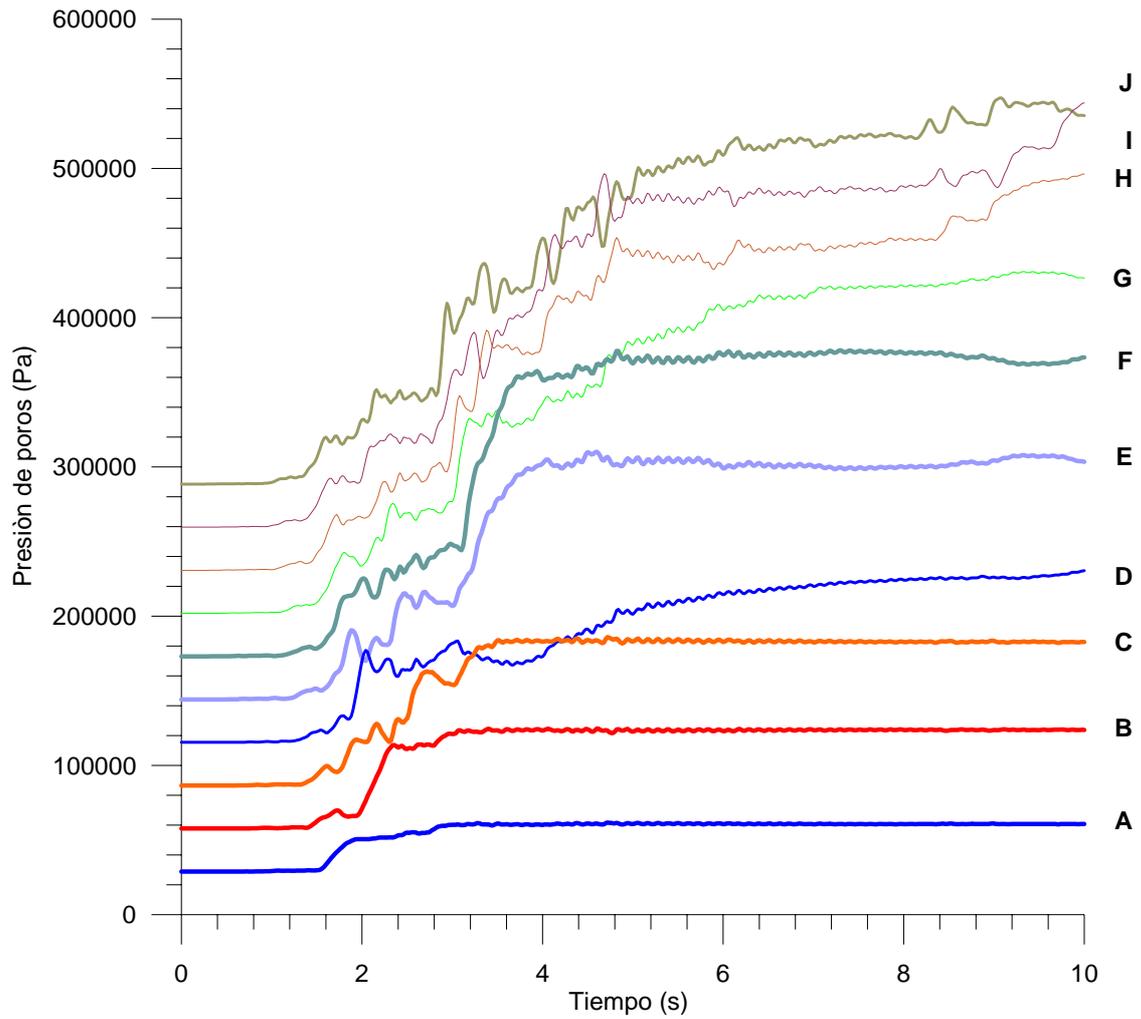


Figura 10.3: Variación de la presión de poros con el tiempo. Terremoto del Centro

contaba con la red mundial para la detección de eventos sísmicos (World Wide Standardized Seismograph Network - WWSSN), y gracias a la información registrada por ésta, ha sido posible adelantar estudios detallados del proceso de ruptura de este evento y también entender el comportamiento de la zona de subducción ([Kanamori & McNally, 1982] y [Beck & Ruff, 1984]).

La información más completa sobre los efectos del sismo de 1997, desde el punto de vista de licuación y tsunami en Tumaco, fué elaborada por el OSSO [OSSO, 1979], en la que los autores realizan un inventario de daños post-evento, ubicando las zonas que se vieron afectadas por el fenómeno de licuación. El procedimiento mediante el cual se construyó el mapa de zonas afectadas por licuación, fué a partir de evidencia de campo, inventario de viviendas afectadas, testimonio de la población, etc. Las principales conclusiones del estudio son las siguientes:

- Con excepción de la playa turística del Morro, todos los sitios donde se presentó licuación coinciden con áreas de relleno hidráulico (figura 10.4).
- Otro fenómeno no menos importante correspondió al corrimiento lateral del terreno, el cual se presentó especialmente en cercanías de la calle del comercio y en el terraplén de acceso a la isla.
- En las figuras 10.5 y 10.6 se presentan un par de fotografías tomadas por un periodista del diario de Occidente, un día después de presentarse el sismo; nótese los agrietamientos que se presentaron en el terraplén de acceso y en la calle del comercio.
- Finalmente en el informe se menciona que se detectaron manifestaciones importantes de licuación en la avenida la Playa, saliendo de la isla la viciosa ("erupciones de cráteres de arena").

10.3.2 Amenaza Sísmica

En esta sección se intentó reproducir el comportamiento dinámico de la arena de Tumaco, partiendo de una reconstrucción del movimiento fuerte en campo cercano, calculando acelerogramas sintéticos a partir del modelo de ruptura del sismo de Tumaco de 1979 ([Kanamori & McNally, 1982] y [Beck & Ruff, 1984]), el cual afectó la gran mayoría de las poblaciones costeras del Nariño Colombiano [Swenson & Beck, 1996]. La reconstrucción de los acelerogramas en campo cercano está basada en un método de simulación de fuente finita, la cual ha sido calibrada con anterioridad con sismos de Chile, México, Estados Unidos y Canadá [Beresnev & Atkinson, 1997].

En los últimos 20 años el uso de modelos discretos de falla finita ha sido una herramienta popular en sismología para representar los movimientos en campo cercano producidos por un evento sísmico. El primero en introducir esta metodología fue Hartzell [Hartzell, 1978], donde el plano de falla finito es subdividido en subfallas y el movimiento total del evento es obtenido a través de la suma de las contribuciones de cada una de las subfallas. El proceso de ruptura se origina en el hipocentro sobre el plano de falla y luego se propaga radialmente de acuerdo a una velocidad de ruptura, previamente establecida.

En la presente tesis no se pretende profundizar en la generación de acelerogramas sintéticos por estar fuera del alcance de la misma y ser este un tema de sismología. Sin embargo, se presenta un resumen de los principales resultados obtenidos por Ojeda [Ojeda, 2002]. En la tabla 10.2 se ilustran cada uno de los parámetros utilizados para el cálculo de los acelerogramas. Vale la pena recalcar que la geometría de la fuente y el modelo de ruptura del evento son traídos de los resultados de estudios previos

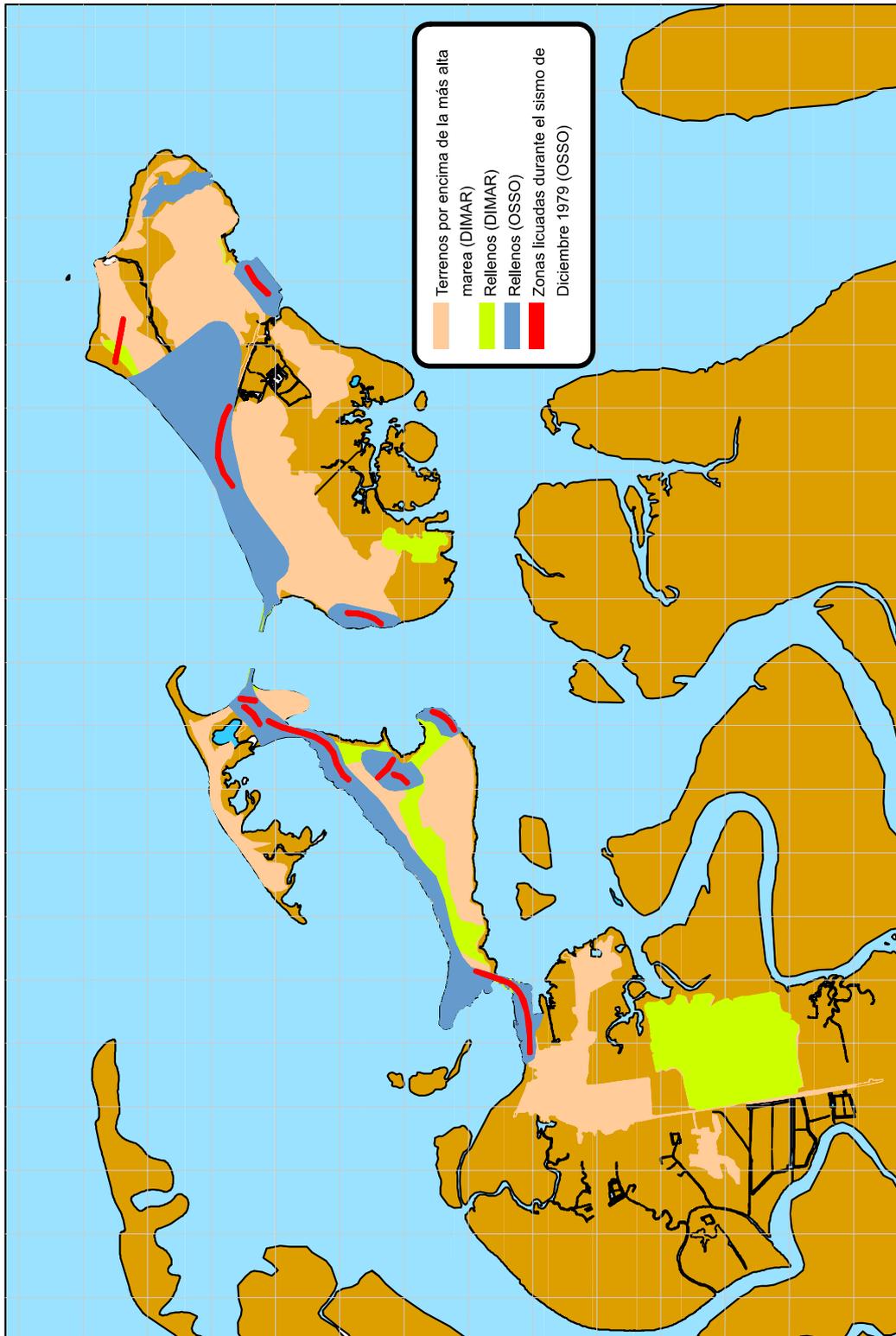


Figura 10.4: Sectores que se vieron afectados por el sismo de 1979, haciendo énfasis en las áreas donde se presentó licuación.



Figura 10.5: Sector donde hubo manifestación de licuación, calle del comercio - Tumaco (Diario de Occidente, jueves 13 de Diciembre de 1979)

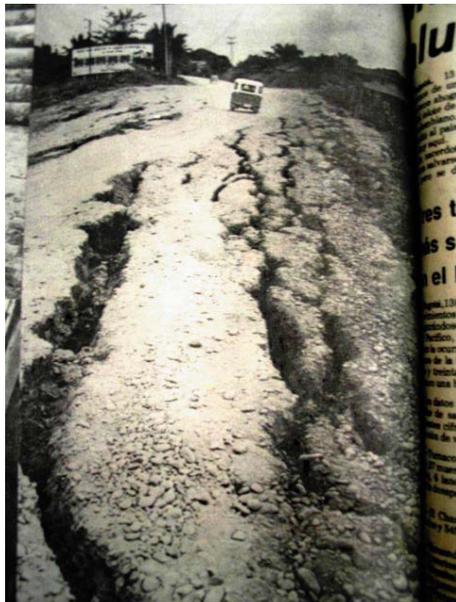


Figura 10.6: Falla de terraplén de acceso a la isla de Tumaco (Diario de Occidente, jueves 13 de Diciembre de 1979)

Parámetro	Valores del parámetro
Geometría de la falla	Strike=40°; dip=20°; slip=118°; L=240 km; W=100 km.
Localización del hipocentro	1.62N, 79.42W y 24km de profundidad
Profundidad al plano de falla	0 km
Atenuación inelástica	$Q(f) = 230f^{0.60}$
Dispersión geométrica	$1/R (R < 70km)$ $1/R^0 (70 < R < 130km)$ $1/R^{0.5} (R > 130km)$
Estructura de la corteza	Profundidad de las capas: 4, 25, 32, 40 y 100 km. Velocidad P: 4.8, 6.6, 7.0, 8.0, 8.1 y 8.2 km/seg respectivamente.
Densidad de la corteza	$2.9g/cm^3$
Frecuencia máxima para la modelación	10 hz
Función de ventaneo	Saragoni-Hart
Velocidad de ruptura	0.8 x (velocidad de la onda de corte)

Tabla 10.2: Parámetros para la simulación del sismo de Tumaco del 12/12/1979

[Kanamori & McNally, 1982], [Beck & Ruff, 1984]. La atenuación de las ondas proviene de estudios recientes de Ojeda y Ottemöller [Ojeda & Ottemöller, 2002] en Colombia. La velocidad de ruptura es asumida a tener un valor promedio, lo mismo que la densidad de la corteza y la velocidad de las ondas S. Las incertidumbres en el modelo se deben básicamente al cambio de tensiones en el medio durante el sismo y a la velocidad del desplazamiento del plano de falla. Estos parámetros pueden ser definidos con precisión solo si se cuenta con registros de campo cercano del sismo, los cuales no existen debido a la pobre instrumentación de la zona en 1979. Sin embargo, estos valores fueron asumidos similares a los ya determinados para sismos en las zonas de subducción de México y Chile, tales como, Michoacán en 1985 (México) y Valparaíso en 1988 (Chile). El uso de estos valores obtenidos en estudios se justifica ya que fueron calibrados con registros en campo cercano y también, por el hecho de haber ocurrido en una zona de subducción de características similares a las del evento de Tumaco en 1979 [Ojeda, 2002].

Usando los parámetros descritos en la tabla 10.2 en conjunto con el modelo de ruptura y distribución de desplazamientos mostrados en la figura 10.7 se calcularon acelerogramas sintéticos en una malla de $0.1^\circ \times 0.1^\circ$, desde $-79^\circ N$ a $-76^\circ N$ y desde $0^\circ N$ a $4^\circ N$. En la figura 10.7 se presenta la localización en planta del plano de falla considerado para la modelación, con la cantidad de desplazamiento asociada, se incluye la ubicación del epicentro del evento (estrella) y también se muestra la ubicación de las principales poblaciones en la zona (triángulos). El mecanismo focal mostrado corresponde al del sismo de Tumaco de 1979, el cual se utilizó para la simulación.

Adicional a los parámetros mostrados en la tabla 10.2 y figura 10.7, la caída del tensor de tensiones ($\Delta\sigma$) y el factor de velocidad de desplazamiento (s), son necesarios para el cálculo de los acelerogramas. Estos dos son los únicos parámetros sobre los cuales no se tiene control directo para la modelación, pues estos varían de un régimen tectónico a otro y también pueden variar de sismo a sismo, incluso dentro de la misma falla o plano de falla. Para tener certeza sobre estos parámetros es necesario contar con registros en campo cercano del sismo a modelar, lo cual no es posible en este caso. Sin embargo, estudios

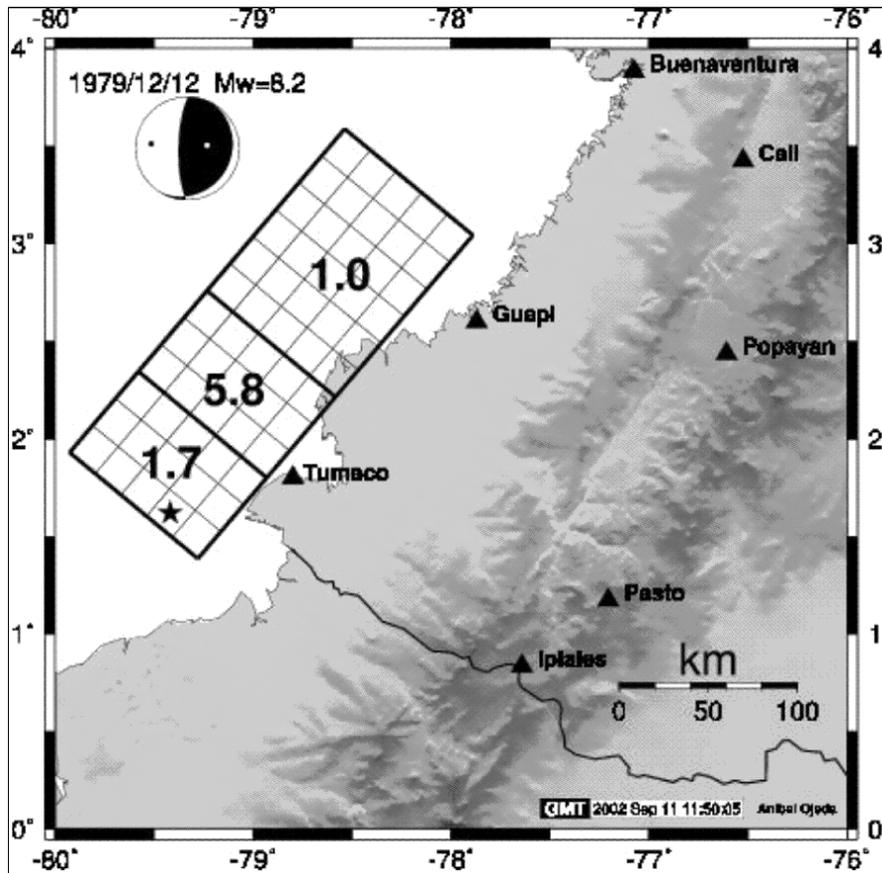


Figura 10.7: Área de estudio, se incluye la distribución de los desplazamientos en metros sobre el plano de falla. La estrella indica el punto donde se inicia la ruptura. El mecanismo focal corresponde al del evento de 12/12/1979, el cual fue tomado de la base de datos CMT de Harvard. Los triángulos indican la ubicación de poblaciones importantes en la región. [Ojeda, 2002]

previos han calculado estos valores para sismos en zonas de subducciones similares a las del caso de Tumaco en 1979 y con magnitudes similares también, $M_w \approx 8.0$. Basado en los estudios de los sismos de Michoacán en México en 1985 y el sismo de Valparaíso en Chile en 1988, $\Delta\sigma$ tiene un valor promedio de 20 bar y s esta alrededor de 2.0 [Beresnev & Atkinson, 1997]. Estos valores fueron asumidos por Ojeda [Ojeda, 2002] y los resultados así obtenidos son presentados en la figura 10.8, donde los contornos son definidos por las aceleraciones máximas del terreno de cada uno de los acelerogramas calculados. Como se nota en la figura 10.8, las máximas aceleraciones se encuentran sobre el plano de falla y las curvas de isoaceleración muestran tener una tendencia norte-sur, esto es debido a la propagación de ruptura unilateral que comienza en el extremo sur del plano de falla. Tumaco presenta aceleraciones muy cercanas a los 200 cm/seg^2 y las poblaciones costeras al norte de Tumaco tienen aceleraciones aun más altas. Poblaciones más alejadas como Ipiales, Pasto, Popayán, Cali y Buenaventura tienen aceleraciones máximas alrededor de los 50 cm/seg^2 . El acelerograma sintético obtenido del anterior análisis se ilustra en la figura 10.9.

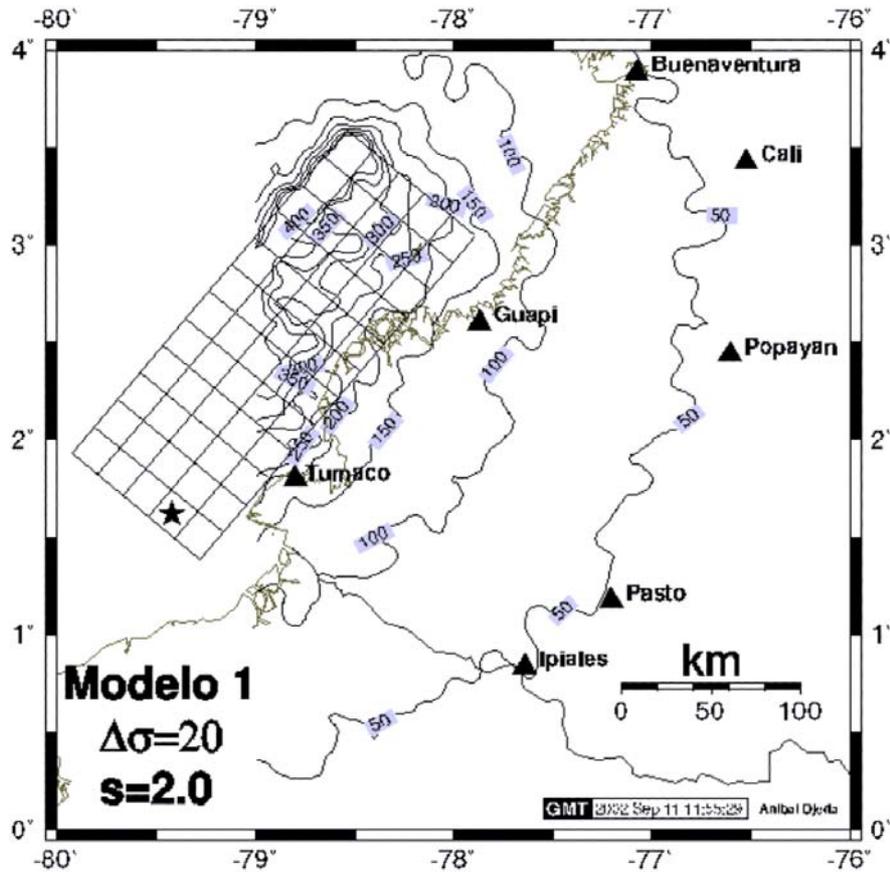


Figura 10.8: Resultados obtenidos con el modelo 1. Las isocurvas son para valores de aceleración máxima del terreno en cm/seg², tomados de los acelerogramas simulados [Ojeda, 2002]

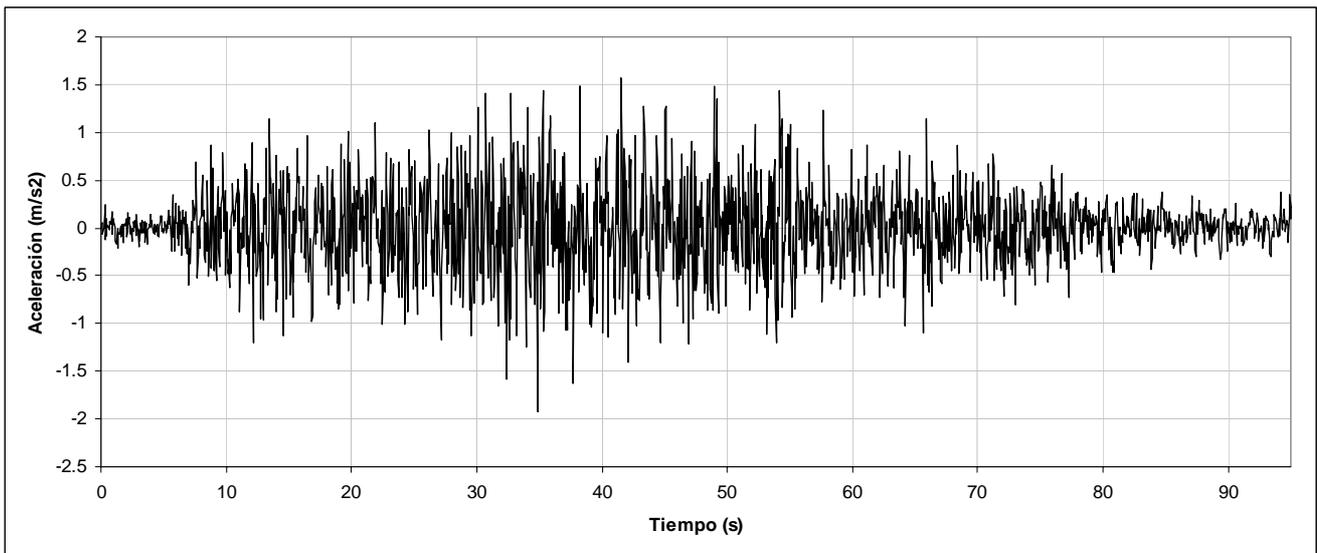


Figura 10.9: Acelerograma Sintético [Ojeda, 2002]

Material	γ_t KN/m ³	IP %	γ_{ref} %	G_{max} MPa	D_{max} %
Arena	18	0	0.076	73.5	23
Limo	12	75	0.467	20.4	14

Tabla 10.3: Parámetros utilizados en el análisis desacoplado en tensiones totales

10.3.3 Análisis Desacoplado en Tensiones Totales

Para esta primera fase, los análisis se realizarán mediante programas unidimensionales: PRO-SHAKE y EERA, mientras que el análisis bidimensional se calculó con el programa QUAD4-M. A partir de las pruebas de campo (capítulo 8), se obtuvieron diferentes valores del módulo de corte, tal como se ilustra en la figura 10.10. En dicha figura se observa que definitivamente los valores del módulo de corte máximo obtenidos a partir de SPT son muy superiores a los obtenidos mediante el DMT y el CPTU. Por otro lado, los valores de CPTU y DMT presentan los mismos órdenes de magnitud en los primeros cinco metros, pero luego se aprecia una diferencia importante. Teniendo en cuenta lo anterior, se asumieron los valores promedios ilustrados en color azul, en el perfil estratigráfico.

Por otro lado, a partir de los resultados experimentales, se obtuvieron las curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento, ilustradas en las figuras 10.11 y 10.12 para los diferentes tipos de materiales. Para definir la forma de la curva de degradación y de amortiguamiento, esta se ajustó a un modelo hiperbólico, mediante la siguiente expresión:

$$G = \frac{G_{m\acute{a}x}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (10.1)$$

Con

$$\gamma_r = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{G_{m\acute{a}x}} \quad (10.2)$$

Debido a que los ensayos triaxiales no cubren todo el rango de deformaciones, se ajustaron las curvas a las ecuaciones semiempíricas propuestas por Ishibashi y Zhang [Ishibashi & Zhang, 1993], para el rango de pequeñas deformaciones, dada por la siguiente expresión:

$$\frac{G}{G_{m\acute{a}x}} = K(\gamma, I_p) \sigma'^{(m(\gamma, I_p) - m_o)} \quad (10.3)$$

El amortiguamiento de igual manera se ajustó a la mejor curva que cubriera los datos de laboratorio, mediante la siguiente expresión [Ishibashi & Zhang, 1993]:

$$D = D_{m\acute{a}x} \frac{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})}{2} \left\{ 0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \left(\frac{G}{G_{max}} \right) + 1 \right\} \quad (10.4)$$

Nótese que las ecuaciones 10.3 a 10.4, son función del índice de plasticidad I_p , de la tensión efectiva media σ' y tanto $K(\gamma, I_p)$ como $m(\gamma, I_p) - m_o$, son expresiones semiempíricas que dependen del índice de plasticidad y de la deformación de corte. Los parámetros utilizados en este modelo se ilustran en la tabla 10.3.

Un aspecto que es necesario tener presente, es que una vez se inicia el proceso de licuación el amortiguamiento tiende a disminuir, razón por la cual, el programa es incapaz de simular este comportamiento (figura 10.11).

Programa PRO-SHAKE y Programa EERA

Partiendo del perfil promedio de la figura 10.10, se realizó la simulación con el acelerograma ilustrado en la figura 10.9. Los resultados de los respectivos espectros de respuesta en roca y superficie para un amortiguamiento del 5% se ilustran en la figura 10.13. En general se observan resultados similares entre las dos técnicas. Para efectos de cálculo y dado que los métodos son muy similares, los siguientes análisis se realizarán con el PROSHAKE.

Programa QUAD4M

El programa QUAD4M desarrollado por [Hudson et al., 1994], es un programa de elementos finitos que utiliza elementos isoparamétricos de cuatro nodos y como ecuación constitutiva el modelo lineal equivalente. Para efectos de pre y post-proceso, se desarrolló un módulo en GID, que permite generar la malla de elementos finitos, asignar las propiedades de los diferentes materiales y definir las condiciones de contorno. En la figura 10.14, se presenta tanto la discretización del continuo como la distribución de los diferentes materiales en profundidad. Con el objeto de minimizar el efecto de reflexión de ondas, los contornos laterales se colocaron alejados de la zona de interés, y en la base se restringe el desplazamiento en las dos direcciones. Definidos los anteriores parámetros se procedió a realizar los respectivos cálculos, tomando como dato de entrada el registro sintético generado para el sismo de 1979. Como estamos interesados en comparar los diferentes métodos en tensiones totales, a los resultados obtenidos mediante el QUAD4M, se le superpuso el espectro obtenido mediante el PROSHAKE, encontrándose lo siguiente (figura 10.15):

- Los espectros de respuesta del PROSHAKE y QUAD4M son similares para períodos de hasta 0.3 segundos.
- Para periodos comprendidos entre 0.3 y 1.0 segundos se aprecia una diferencia importante entre los dos métodos. Nótese que el espectro de respuesta obtenido mediante el programa unidimensional PROSHAKE es bastante superior a el obtenido mediante QUAD4M. Realmente, este es un problema que se ha venido detectando cuando se realizan comparaciones entre métodos unidimensionales y bidimensionales, y la explicación no es del todo clara, pero parece estar asociada a la condición de contorno que se impone en el método bidimensional (rebote de ondas).

10.3.4 Análisis Semi-acoplado

Programa FLAC3D

Los análisis semiacoplados se realizaron mediante el programa de computación de diferencias finitas FLAC3D [Itasca Consulting Group, 2002], el cual como su nombre lo indica permite realizar análisis tridimensionales con elementos tipo ladrillo y tetraédro, resolviendo básicamente la ecuación de momento y mediante una expresión semiempírica calcula el incremento de presión de poros a partir de los cambios volumétricos del suelo. El programa cuenta con dos ecuaciones constitutivas semiempíricas

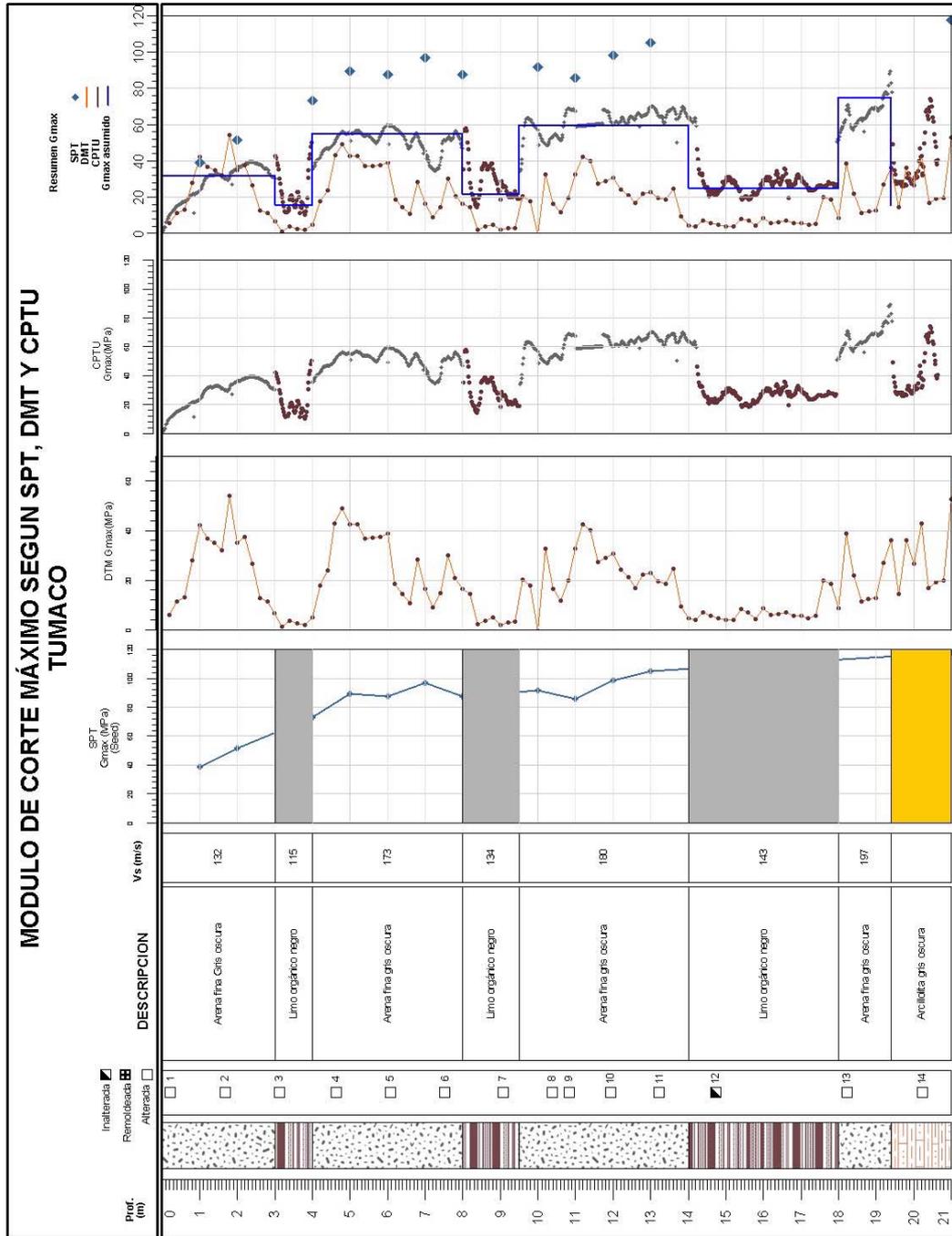


Figura 10.10: Variación del Módulo de Corte máximo en profundidad, a partir del SPT, CPTU y DMT

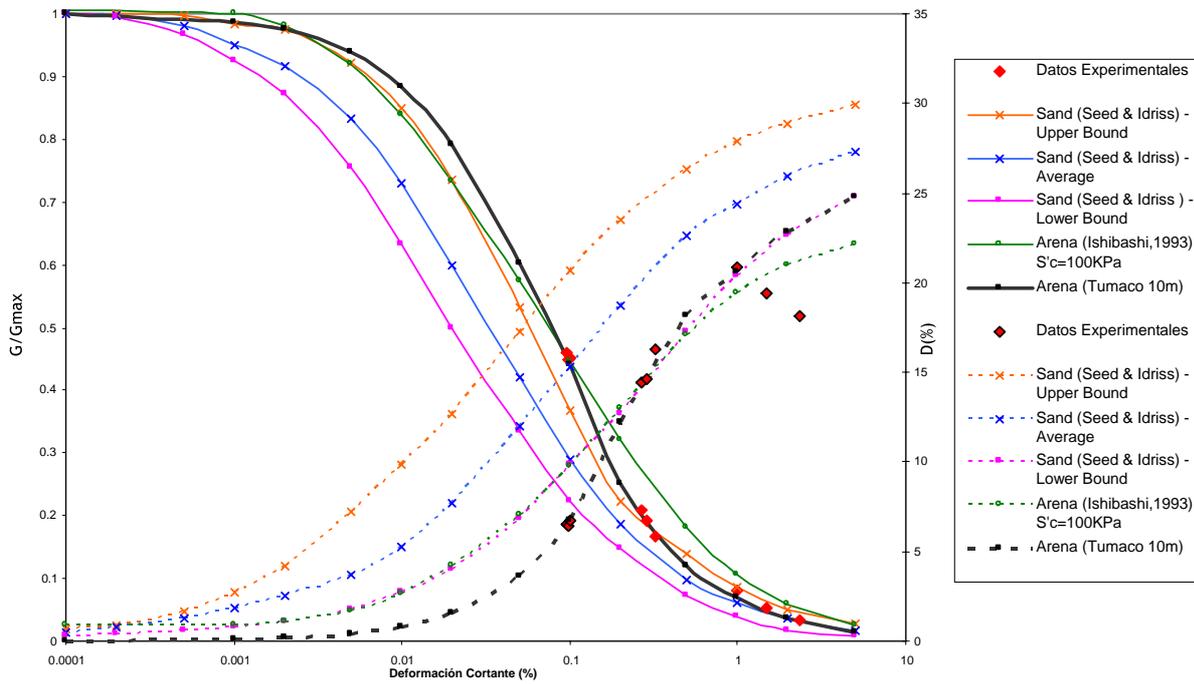


Figura 10.11: Variación del Módulo de Corte normalizado y el Amortiguamiento con la Deformación de Corte - Arena de Tumaco

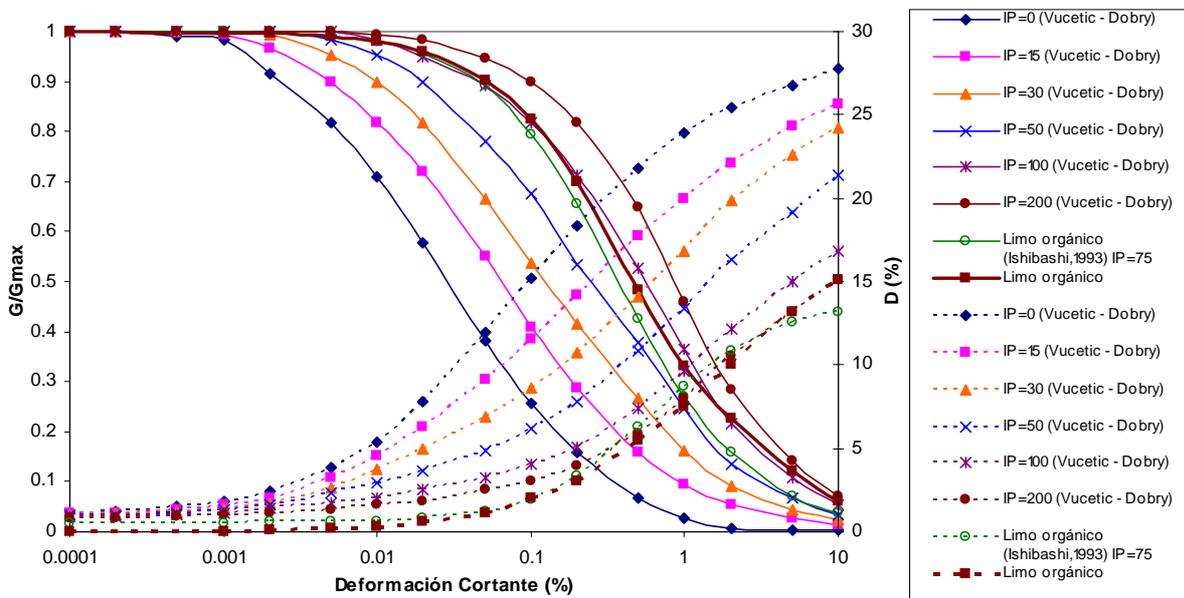


Figura 10.12: Variación del Módulo de Corte y el Amortiguamiento con la Deformación de Corte - Limo Orgánico

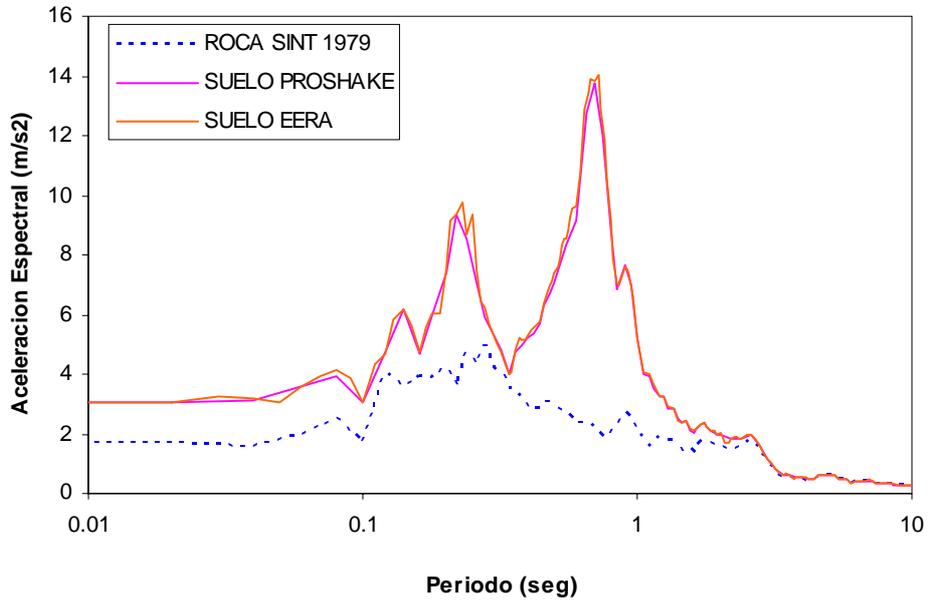


Figura 10.13: Análisis comparativo entre el EERA y el PRO SHAKE, sismo de 1979

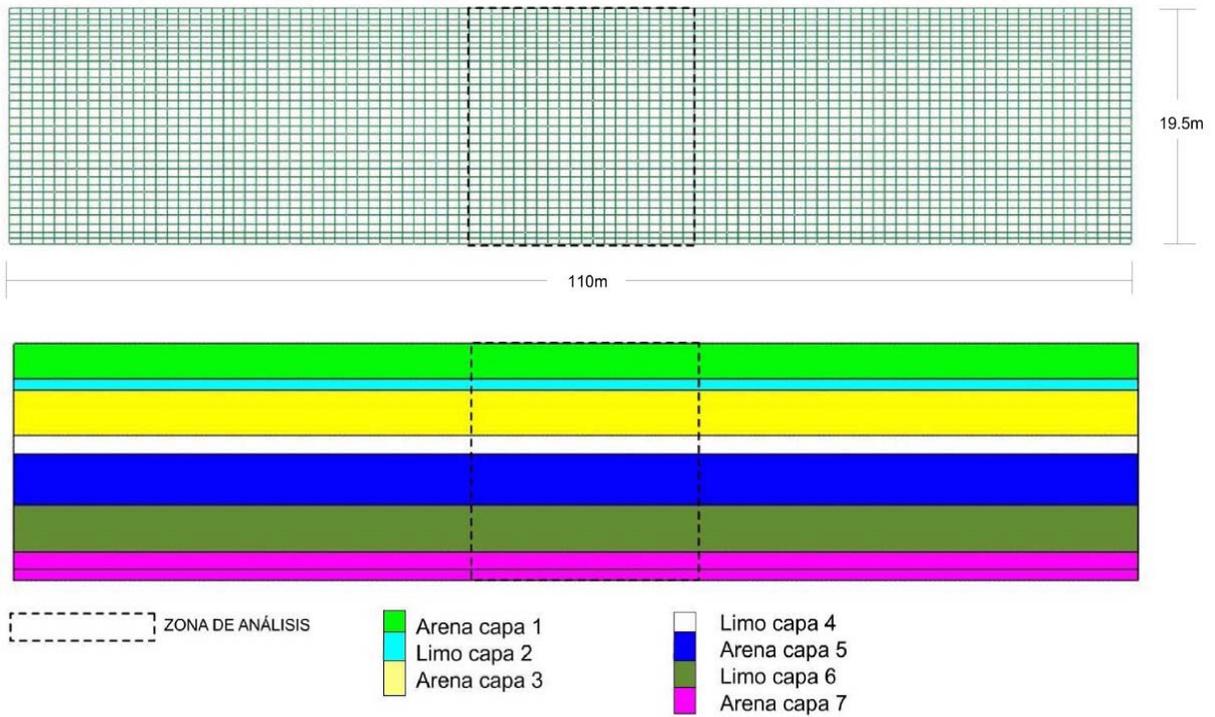


Figura 10.14: Malla de elementos finitos y distribución de las diferentes capas

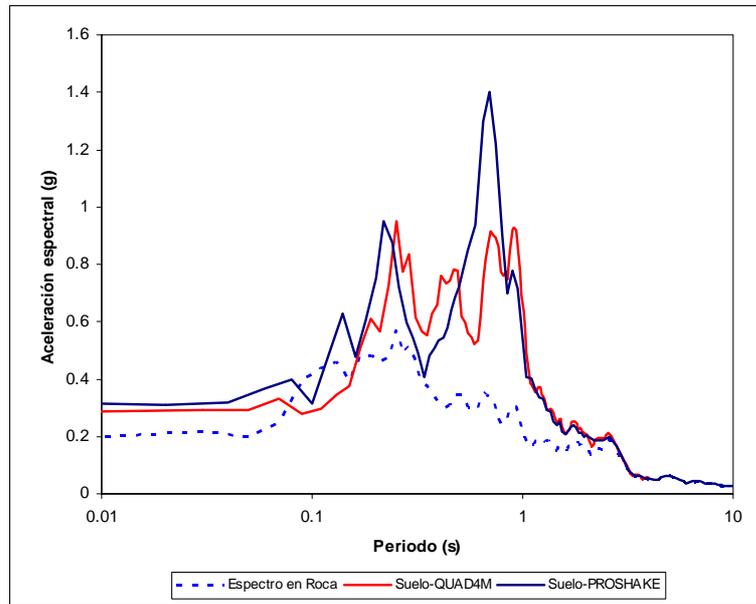


Figura 10.15: Comparación entre los espectros de respuesta obtenidos mediante el QUAD4M y el PROSHAKE

desarrolladas por Martin [Martin et al., 1975] y Byrne [Byrne, 1991]. La primera requiere el uso de ensayos de corte cíclico (con los cuales no se contó) y la segunda más sencilla, está dada por la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp \left(-C_2 \left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma} \right) \right) \quad (10.5)$$

Donde:

$\Delta \epsilon_{vd}$ = incremento de deformación volumétrica en porcentaje, por ciclo de deformación de corte.

ϵ_{vd} = deformación volumétrica acumulada por los ciclos previos.

γ = amplitud de la deformación de corte en porcentaje para el ciclo actual.

Finalmente C_1 y C_2 son constantes dadas por las siguientes expresiones:

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad (10.6)$$

Byrne [Byrne, 1991] encuentra que la constante C_1 es función de la densidad relativa mediante la siguiente expresión:

$$C_1 = \frac{7600}{D_r^{2.5}} \quad (10.7)$$

Entre las características más importantes del FLAC3D, se tienen las siguientes:

- Permite realizar análisis tridimensionales.
- Los análisis se pueden desarrollar en pequeñas o grandes deformaciones.

- Permite el uso de elementos absorbentes válidos para la ecuación de equilibrio (básicamente utilizan los elementos absorbentes propuestos por Lysmer [Lysmer & Kuhlmeyer, 1969]).
- El programa trae dos ecuaciones semiempíricas para evaluar el incremento de presión de poros.
- Para suelos finos, FLAC3D, no trae ecuación constitutiva alguna, por lo cual no hubo opción diferente a utilizar el modelo de Mohr-Coulomb para este tipo de material, o asumir material elástico.
- La principal limitación que presenta el FLAC3D, es que los análisis tridimensionales se desarrollan sobre figuras geométricas tridimensionales sencillas y el modelo constitutivo es muy elemental (ver expresiones 10.5 a 10.7).

Teniendo presente lo anterior, se procedió a construir la malla de elementos finitos (figura 10.16), la cual está conformada por 2000 elementos y 2541 nodos. Por otro lado, para las condiciones de contorno se asumió elementos absorbentes sobre las caras (figura 10.17). Esta malla al igual que sus propiedades se mantendrán constantes, y lo único que variaremos serán los acelerogramas de entrada.

En este modelo se utilizaron básicamente los parámetros elásticos de cada material, para el cálculo del estado inicial de tensiones, y los valores de densidad relativa requeridos por el modelo de Byrne [Byrne, 1991]. Los parámetros utilizados se ilustran en la figura 10.18. Los valores obtenidos del análisis se comparan con los resultados de PROSHAKE y QUAD4M, destacándose los siguientes aspectos:

- Con el FLAC3D se obtienen mayores valores de aceleración que a los obtenidos mediante el QUAD4M (figura 10.19). Realmente nosotros esperábamos que sucediera lo contrario, o que por lo menos los valores fueran similares o inferiores.
- Una forma de comparar más fácilmente los anteriores resultados, es mediante el uso de los espectros de respuesta. Los espectros de respuesta de las señales obtenidas en superficie mediante PROSHAKE, QUAD4M y FLAC3D, se ilustran en la figura 10.20. En dicha figura se observa que en general el FLAC3D presenta las mayores aceleraciones espectrales para períodos comprendidos entre 0.1 y 0.5 segundos. Para períodos superiores a 0.8 segundos, el FLAC3D, presenta los menores valores de aceleración espectral tornándose muy similar al espectro de PROSHAKE.
- En la figura 10.21, se ilustra la variación del exceso de presión de poros con el tiempo, la cual se calculó a diferentes profundidades y en el centro de la malla de elementos finitos, con el fin de minimizar los efectos de borde. En general se observa que la arena sufre incrementos importantes en presión de poros, mientras que el limo inorgánico presenta incrementos pequeños en la presión de poros (profundidades de 5 a 7 metros).
- Con FLAC3D, se encuentra que a partir de 8 segundos se inician incrementos importantes en presión de poros, y este tiempo de inicio es prácticamente el mismo para los diferentes estratos arenosos. El programa arroja tramos constantes de presión de poros a todas las profundidades, los cuales no tienen una explicación clara. De igual manera en la figura 10.21 se observa que de los cuatro estratos susceptibles de sufrir licuación, el fenómeno se presenta en los dos estratos más profundos, a partir de los 25 segundos aproximadamente.
- El modelo de Byrne [Byrne, 1991], es muy sencillo, pero su nivel predictivo es bastante limitado.

FLAC3D 2.10

Block Group

- arena capa 1
- limo capa 2
- arena capa 3
- limo capa 4
- arena capa 5
- limo capa 6
- arena capa 7

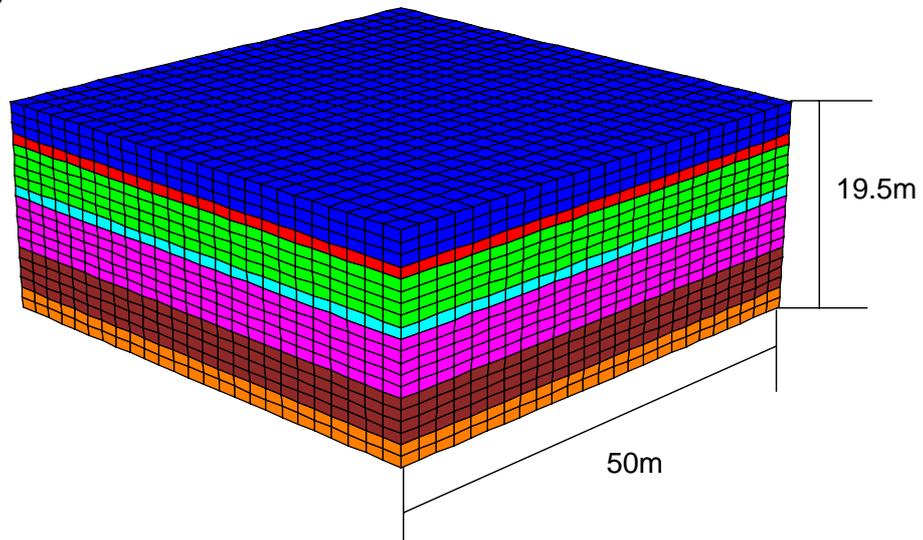


Figura 10.16: Modelo tridimensional del suelo utilizando FLAC3D

FLAC3D 2.10

Block Group

- arena capa 1
- limo capa 2
- arena capa 3
- limo capa 4
- arena capa 5
- limo capa 6
- arena capa 7

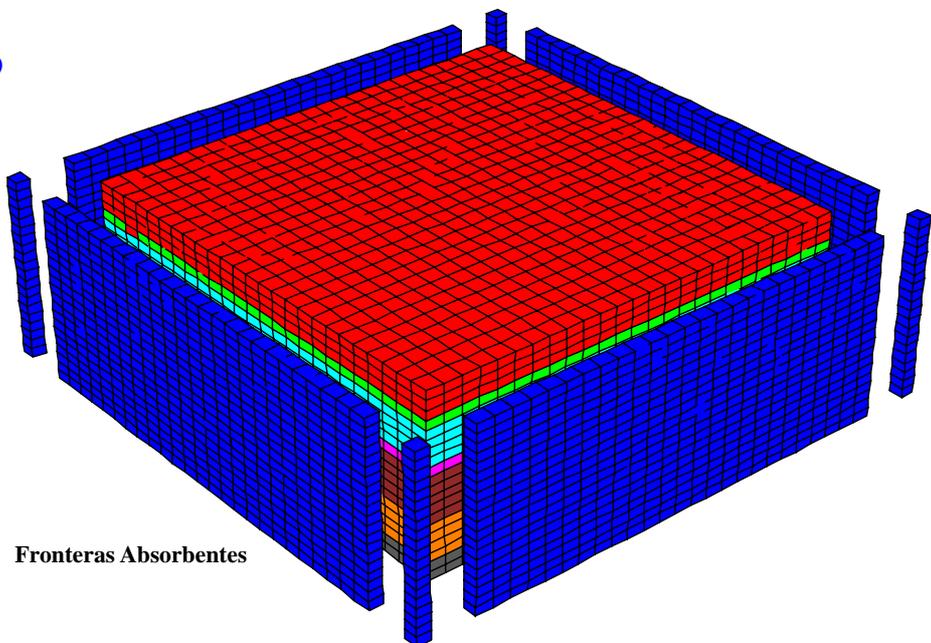


Figura 10.17: Condiciones de contorno: elementos absorbentes sobre las caras y restricción de desplazamientos en la base

Descripción	Gmax Mpa	K Mpa	ϕ °	Dr (%)	Parametros Byrne	
					C ₁	C ₂
Arena fina gris oscura	32	309,33	36	60	0,27	1,47
Limo orgánico negro	18	34,91	18			
Arena fina gris oscura	56	448,00	35	60	0,27	1,47
Limo orgánico negro	22	57,37	18			
Arena fina gris oscuro	60	210,77	30	40	0,75	0,53
Limo orgánico negro	24	28,36	18			
Arena fina gris oscura	76	198,20	28	50	0,43	0,93

Figura 10.18: Parámetros utilizados en el modelo de Byrne, para los diferentes estratos

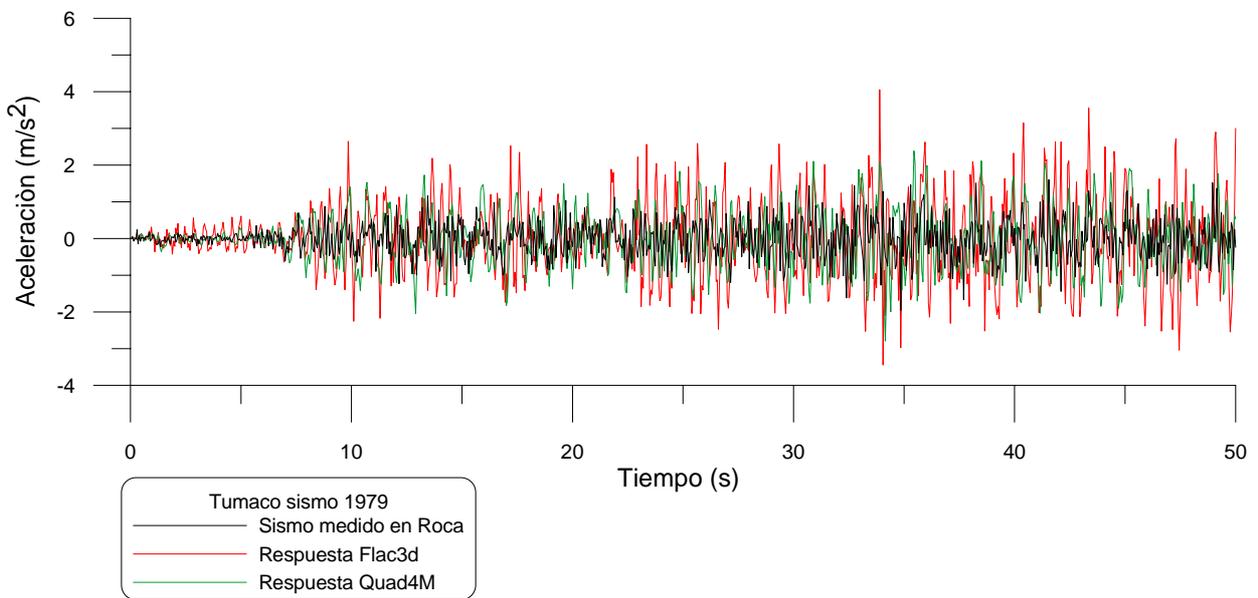


Figura 10.19: Comparación entre los registros de aceleración en superficie, obtenidos mediante el QUAD4M y el FLAC3D. Sismo de 1979

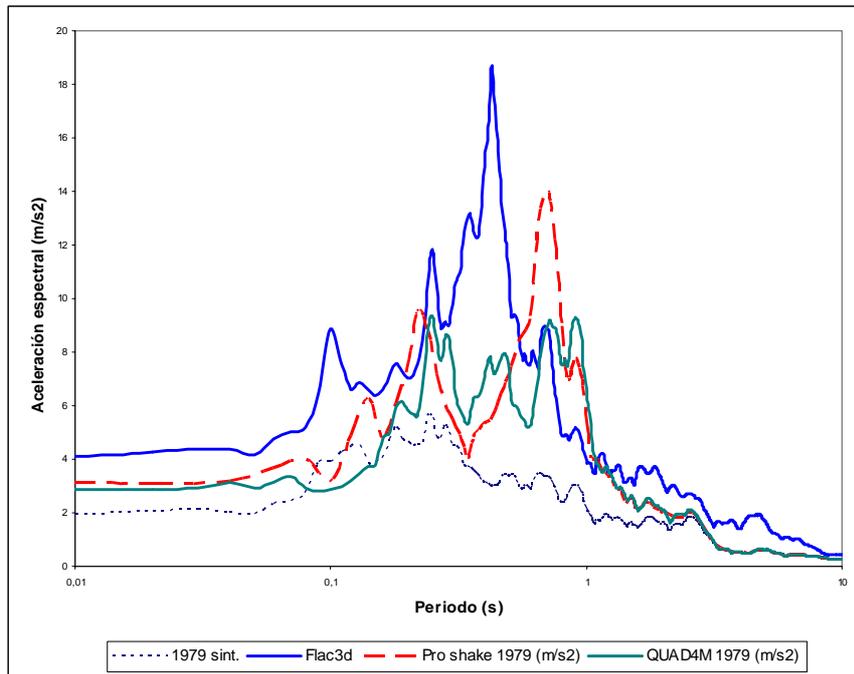


Figura 10.20: Comparación entre las aceleraciones espectrales obtenidas mediante PROSHAKE, QUAD4M y FLAC3D

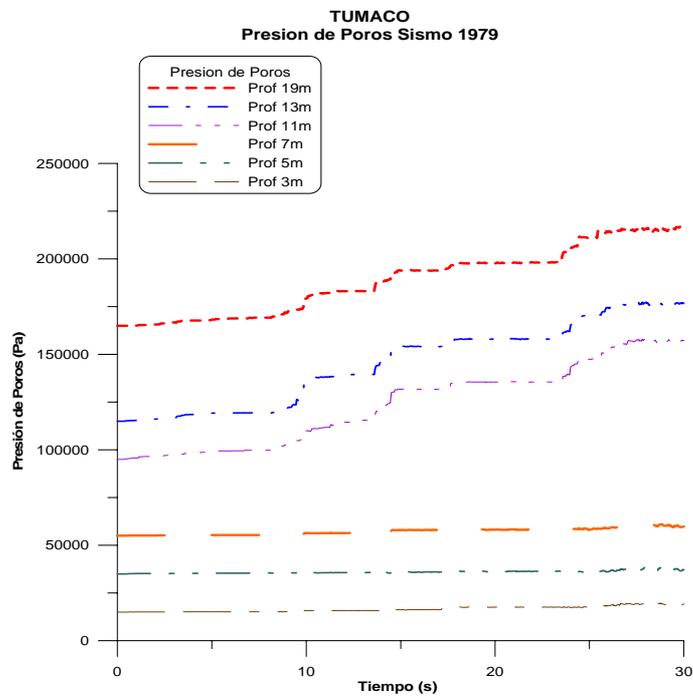


Figura 10.21: Variación de la presión de poros con el tiempo, programa FLAC3D

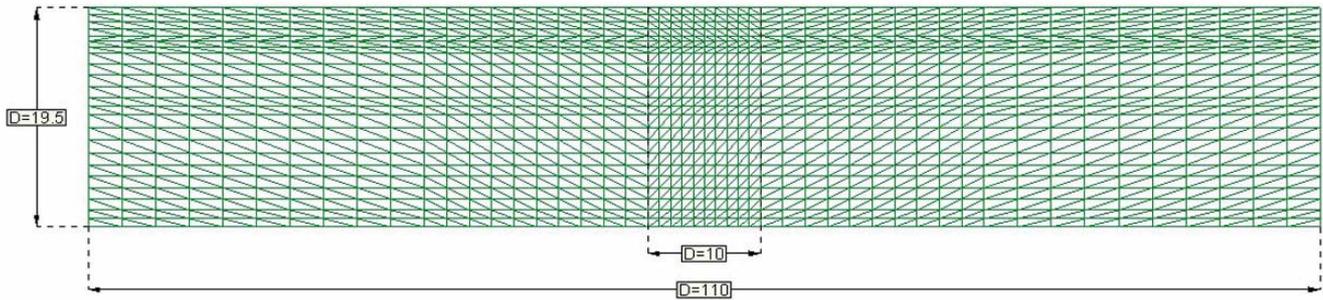


Figura 10.22: Malla de elementos finitos utilizando el elemento triángulo

10.3.5 Análisis Acoplado

Programa SOLDYNA

Las principales características del programa SOLDYNA, han sido presentadas en los capítulos anteriores, por los que nos limitaremos a analizar los resultados obtenidos. En la figura 10.22, se presenta la malla de elementos finitos utilizada para los análisis, la cual consta de 4600 elementos y 2374 nodos. La generación de esta malla se realizó mediante el programa GID, desarrollado por el CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería). Por otro lado la asignación de los diferentes tipos de materiales, a la respectiva malla se presenta en la figura 10.23. Finalmente, para efectos de análisis, se restringen los desplazamientos en la base y se colocan elementos absorbentes en los lados. De los resultados se concluye lo siguiente:

- En la figura 10.24, se ilustra el espectro de respuesta obtenido con el programa SOLDYNA, al cual se le han superpuesto los resultados obtenidos previamente con los programas PROSHAKE, QUAD4M y FLAC3D. Es importante destacar que con la formulación acoplada se obtienen los menores espectros de respuesta y adicionalmente, la máxima aceleración espectral está alrededor de 0.15 segundos, valores bastante diferentes a los obtenidos con las formulaciones desacoplada y semi acoplada. Lo anterior se explica en términos de la licuación de los depósitos superficiales de arena, el cual se produce alrededor de los 30 segundos. Como consecuencia de esto, la señal real que llega a la superficie está alrededor de los 30 segundos, y es a esta señal a la que se le calcula el espectro de respuesta.
- El espectro de respuesta obtenido con la formulación acoplada es mucho más corto que los obtenidos con las formulaciones anteriores, donde no se tiene en cuenta el efecto del fluido.
- Los anteriores resultados muestran que una vez licuados los diferentes estratos de arena, las ondas de corte no se pueden transmitir y por tal motivo, la aceleración en superficie es prácticamente nula (figura 10.25). De igual manera se observa que a consecuencia del exceso de presión de poros generados en los estratos arenosos, se produce un flujo hacia las capas de limo orgánico, generándose incrementos en presión de poros de este material.

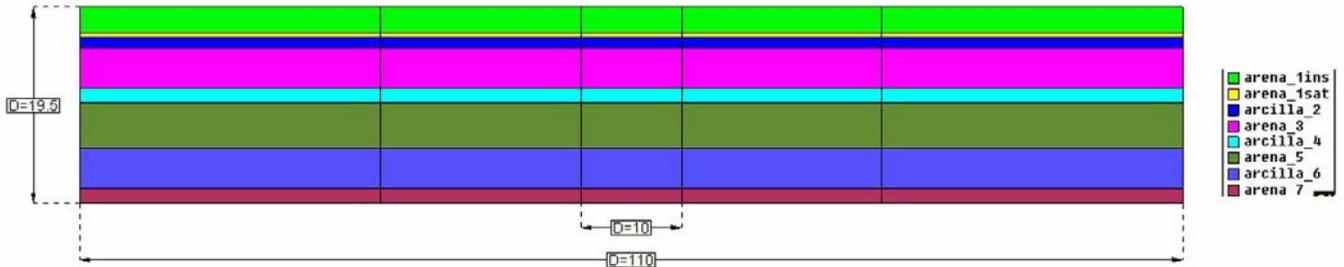


Figura 10.23: Descretización de los diferentes estratos

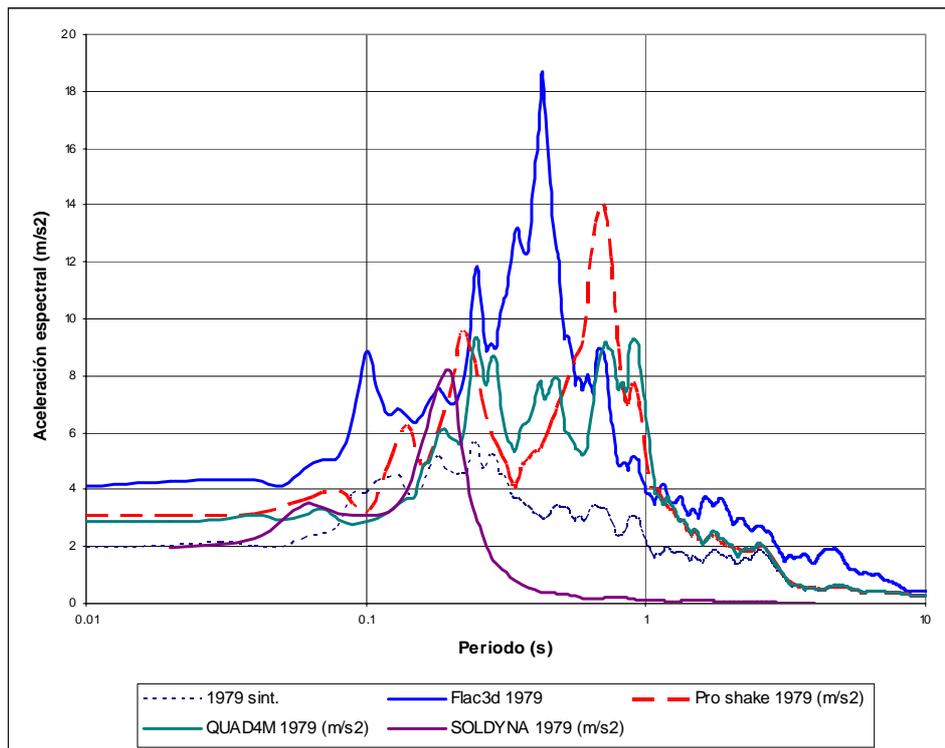


Figura 10.24: Comparación de los espectros de respuesta obtenidos a partir de formulaciones de-sacopladas, semi-acopladas y acopladas.

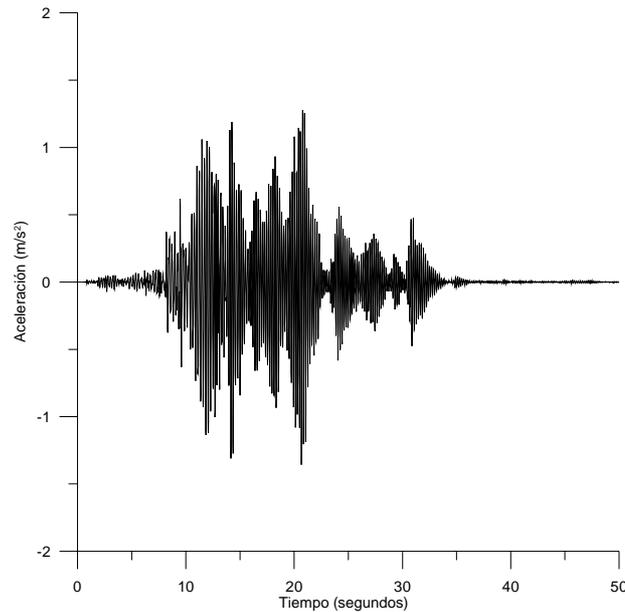


Figura 10.25: Aceleraciones en superficie calculadas

- Este tipo de resultado ya ha sido comprobado experimentalmente en pruebas con centrifuga. Un resultado típico se ilustra en la figura 10.26a, el cual corresponde a un modelo con centrifuga al que se le aplica una aceleración de $120g$ con el fin de simular el comportamiento de un estrato de arena profundo (38.1 m) [Gonzalez et al., 2002]. El material ensayado se compactó a una densidad relativa del 55%, y se le aplicó posteriormente una aceleración en la base de de $0.2g$ a una frecuencia de 0.5 Hz, con una duración de 30 segundos (se aplicaron 50 ciclos), (figura 10.26b). Finalmente, en la figura 10.26c, se presentan los valores de aceleración registrados a diferentes profundidades durante la prueba. En dicha figura se observa que hay un decaimiento importante en las aceleraciones de las capas superiores, debido a los excesos de presión de poros generados por las cargas cíclicas. El decaimiento es mayor en la medida en que la presión de poros es igual a la tensión total vertical.
- Por otro lado los valores de presión de poros a diferentes profundidades se ha distribuido por tramos, con el fin de visualizar la variación de las presiones tanto en los estratos de arena como en el limo orgánico. Aquí es importante aclarar que para la arena se utilizó como modelo constitutivo el modelo de Pastor-Zienkiewicz, mientras que para el limo orgánico se asumió material elástico debido a que no se desarrolló un modelo constitutivo para este tipo de material. Para efectos de análisis se definieron tres tramos donde se presentarán la variación de la presión de poros con el tiempo, destacándose los siguientes aspectos:
 - Para este primer tramo, se analizan los resultados obtenidos para los estratos cuya profundidad fluctúa entre la superficie del terreno y los 8.0 metros de profundidad. Estos corresponden al primer estrato de arena de 3.0 metros de profundidad (nivel freático ubicado a 2.0 metros de profundidad), luego sigue el limo orgánico de 1.5 metros de espesor (de 3.0 a 4.5 metros), seguido por la capa de arena de espesor 3.5 metros (de 4.5 a 8.0 metros). En la figura 10.27

se observa que el primer estrato de arena saturado (un metro), presenta importantes incrementos en la presión de poros hasta los 22 segundos y estos rápidamente disminuyen. Esto es debido a que los puntos analizados se encuentran muy cercanos a la condición de contorno impuesta por el nivel freático (2.0 metros de profundidad).

- El limo orgánico por otro lado experimenta los excesos de presión de poros transmitidos por las dos capas de arenas entre las que se encuentra ubicado.
- Finalmente, la capa de arena ubicada entre los 4.5 y 8.0 metros de profundidad experimenta incrementos en presión de poros a partir de los 10 segundos. El fenómeno de licuación se presenta entre los 30 y 40 segundos, donde el menor tiempo corresponde a los puntos más superficiales (4.0 a 5.0 metros), y los mayores tiempos corresponden a los puntos más profundos del estrato (7.0 a 8.0 metros) (figura 10.27).
- El tramo dos está conformado por las capas de limo orgánico y arena, ubicadas entre los 8.0 y 14.0 metros de profundidad (figura 10.28). Para este caso encontramos que la capa de limo orgánico (8.0 a 9.5 metros) es sometida a los excesos de presión de poros que se desarrollan en las capas de arena superior e inferior, estando representado este material por la línea a trazos ubicada a 9.0 metros de profundidad. El estrato de arena por otro lado, empieza a experimentar incrementos en presión de poros a partir de los 10 segundos, licuándose a partir de los 70 segundos (En la figura 10.28 se ilustran los valores del exceso de presión de poros a diferentes profundidades dentro del mismo estrato).
- El tramo tres está conformado por los dos últimos estratos, correspondientes al limo orgánico ubicado entre los 14 metros y los 18 metros (Figura 10.29). La variación de la presión de poros de este material está representada por el punto ubicado a 17 metros de profundidad, el cual presenta oscilaciones en la presión de poros a consecuencia de la presión ejercida por las dos capas de arena entre las que se encuentra ubicada. Este material no se licua pero sí experimenta el efecto de las capas de arena. Por otro lado, la capa de arena inferior ubicada entre los 18 y 19.5 metros, experimenta incrementos importantes en la presión de poros a partir de los 15 segundos, y a los 85 segundos aproximadamente se licua. Nótese que por ser esta la capa más profunda, es la que más tiempo tarda en licuarse.

10.4 Aplicación a Tumaco - sismo de 1997

10.4.1 Antecedentes

Al poco tiempo de instalados los equipos en Tumaco, se registró un sismo en la zona de subducción del pacífico de Magnitud M_l 2.7, cuya ubicación se presenta en la figura 10.30. Este sismo registrado en la estación de Tumaco, será la base para comparar los diferentes modelos y ecuaciones constitutivas utilizadas en la presente tesis. Sin embargo, es importante aclarar que los registros de aceleraciones son muy pequeños motivo por el cual el material posiblemente se encuentre en el rango elástico. Para efectos de calibración de los diferentes modelos, se utilizaron las señales en roca como dato de entrada (dirección N-S y E-W), mientras que los registros de aceleraciones y presión de poros, se tratarán de reproducir en lo posible por los diferentes programas utilizados en la presente tesis. Una vez calibrados los diferentes modelos, las componentes de aceleración en roca, se escalaron a 0.2g y 0.25g, que corresponden a las máximas aceleraciones esperadas de acuerdo al mapa de amenaza sísmica de Colombia. Estos valores

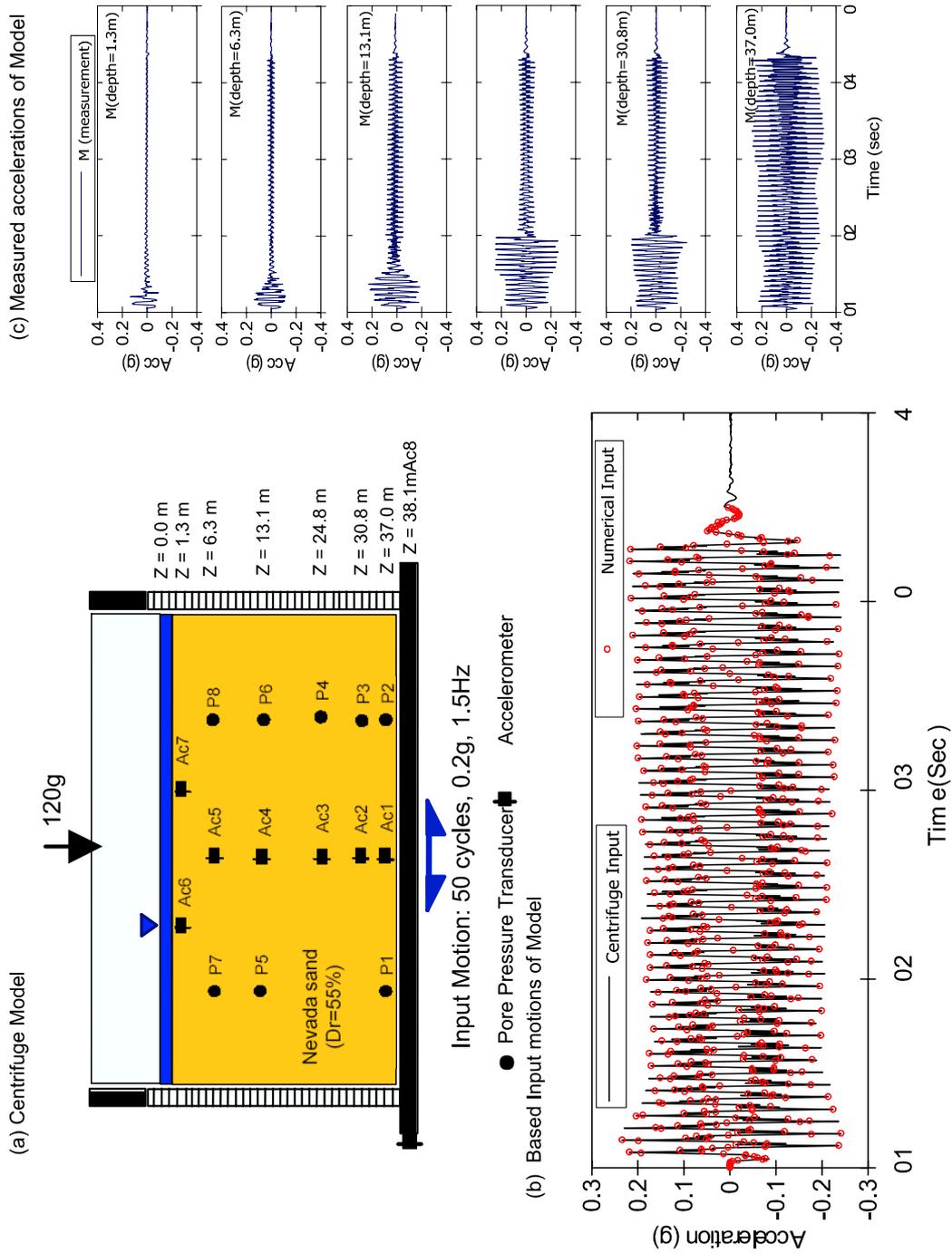


Figura 10.26: Resultados de ensayo con centrifuga [Gonzalez et al., 2002]

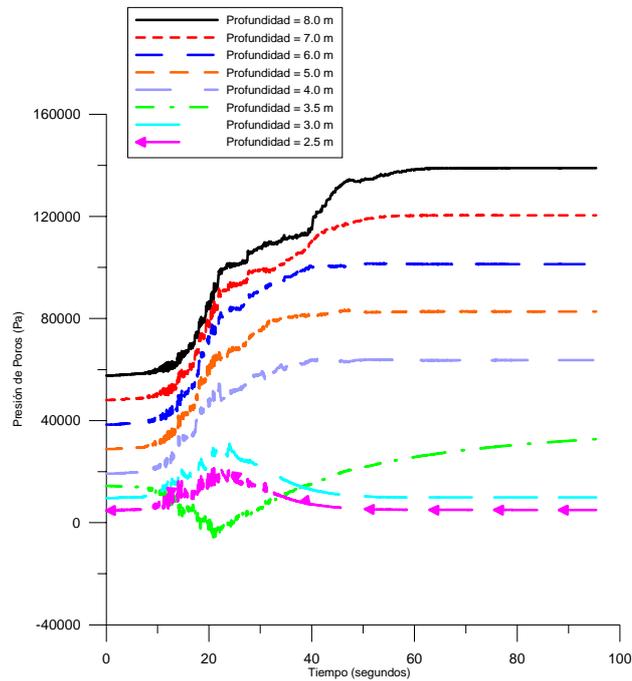


Figura 10.27: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 0.0 m a 8.0 m.

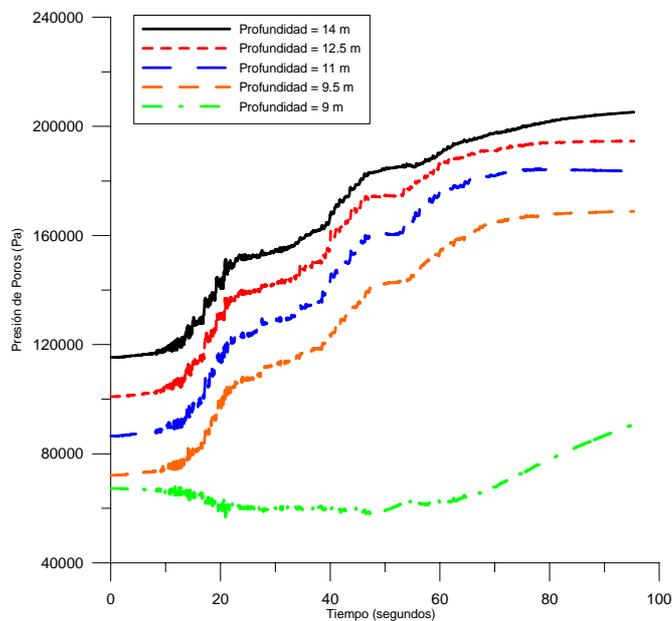


Figura 10.28: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 8 m a 14 m.

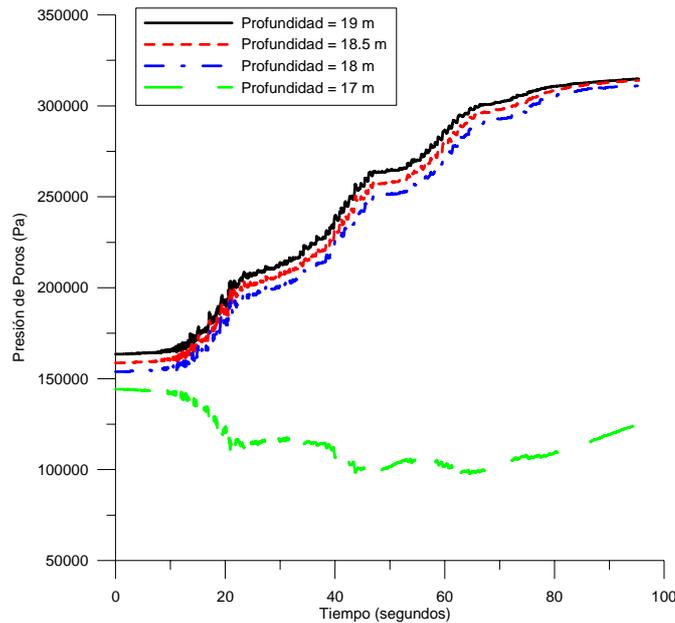


Figura 10.29: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 15 m a 19.5 m.

se tomaron además con la finalidad de poder realizar comparaciones no solamente entre las técnicas numéricas sino incluir también los métodos semiempíricos.

Finalmente se anota que la no linealidad del problema, no permite escalar las presiones de agua y las aceleraciones en superficie, motivo por el cual las comparaciones se realizan directamente entre las diferentes técnicas numéricas utilizadas.

Los valores registrados por el acelerógrafo en roca y en superficie se ilustra en la figura 10.31, los cuales fueron corregidos por línea base (figura 10.32). De igual manera, los valores de presión de poros registrados en la estación de Tumaco se presentan en la figura 10.33. Se analizó la información de presión de poros al llegar al estado estacionario, lo cual permitió determinar la presión hidrostática inicial. Partiendo de este análisis y proyectando el valor de presión de poros de los diferentes piezómetros se obtuvo que el nivel freático en el momento del sismo se encontraba a 2.0 metros de profundidad (figura 10.34).

10.4.2 Análisis en Tensiones Totales - Análisis Desacoplado

Programa PROSHAKE

Con el fin de verificar el grado de confiabilidad del programa PROSHAKE, se calcularon los espectros de respuesta en roca y superficie para el sismo de 1997. Los registros de aceleración medidos y calculados se presentan en las figuras 10.35 y 10.36. Los espectros de respuesta obtenidos en roca y superficie para las componentes E-W y N-S, calculados y medidos se ilustran en la figura 10.37. A partir de los anteriores resultados se concluye:

- El programa unidimensional PROSHAKE en tensiones totales, reproduce satisfactoriamente el espectro de respuesta en la dirección E-W.

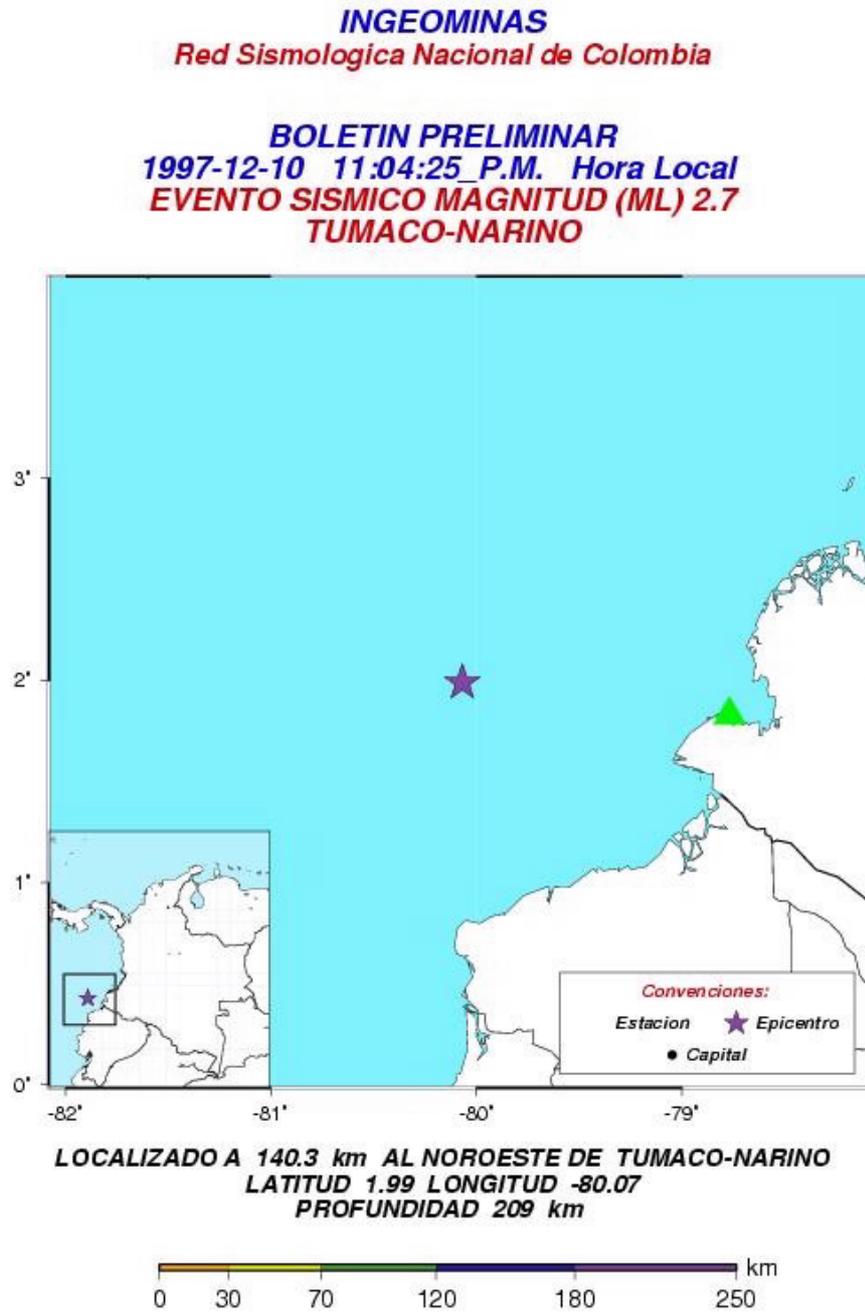


Figura 10.30: Ubicación Sismo de 1997

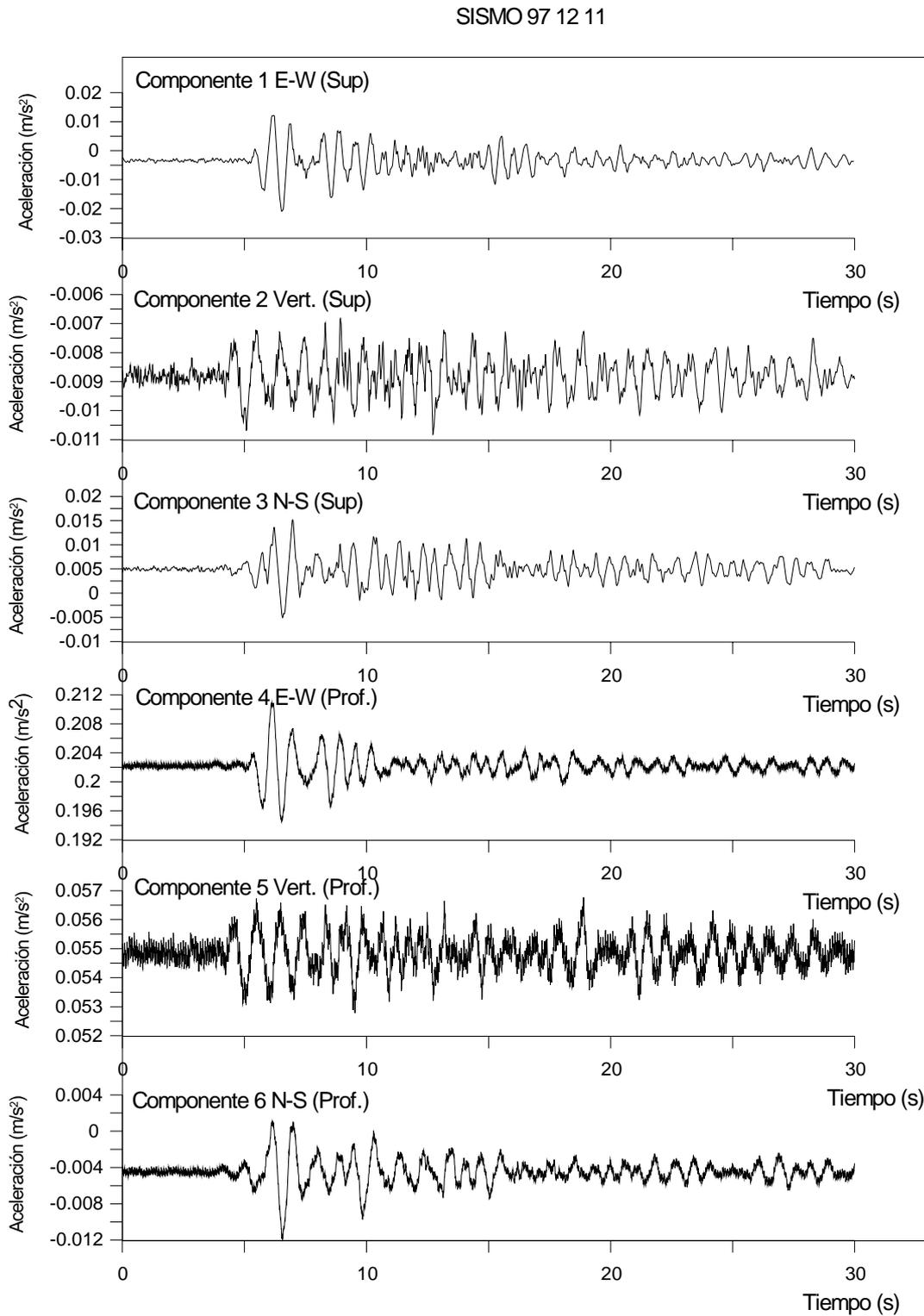


Figura 10.31: Registro de aceleración del sismo de 1997

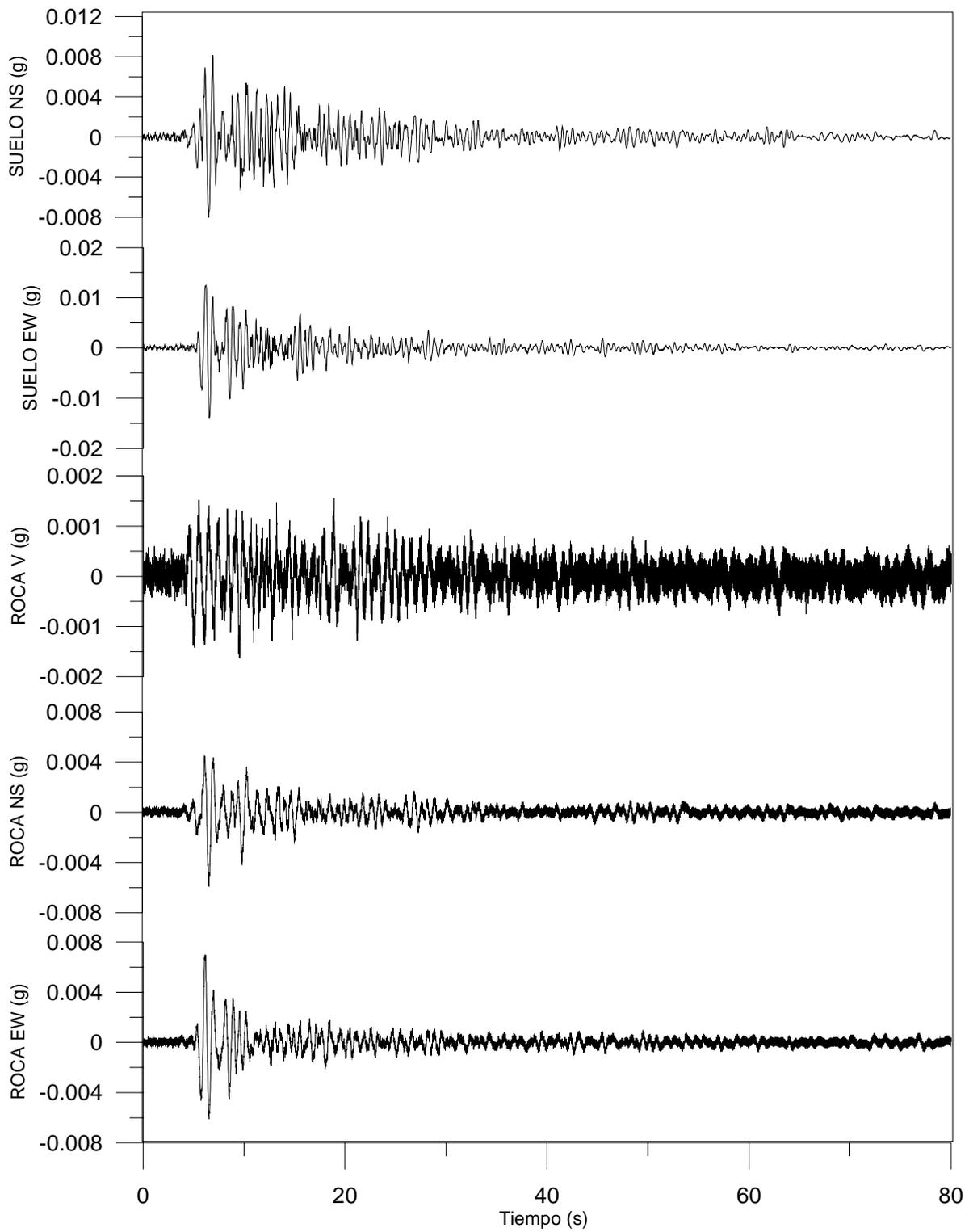


Figura 10.32: Registros corregidos por línea base

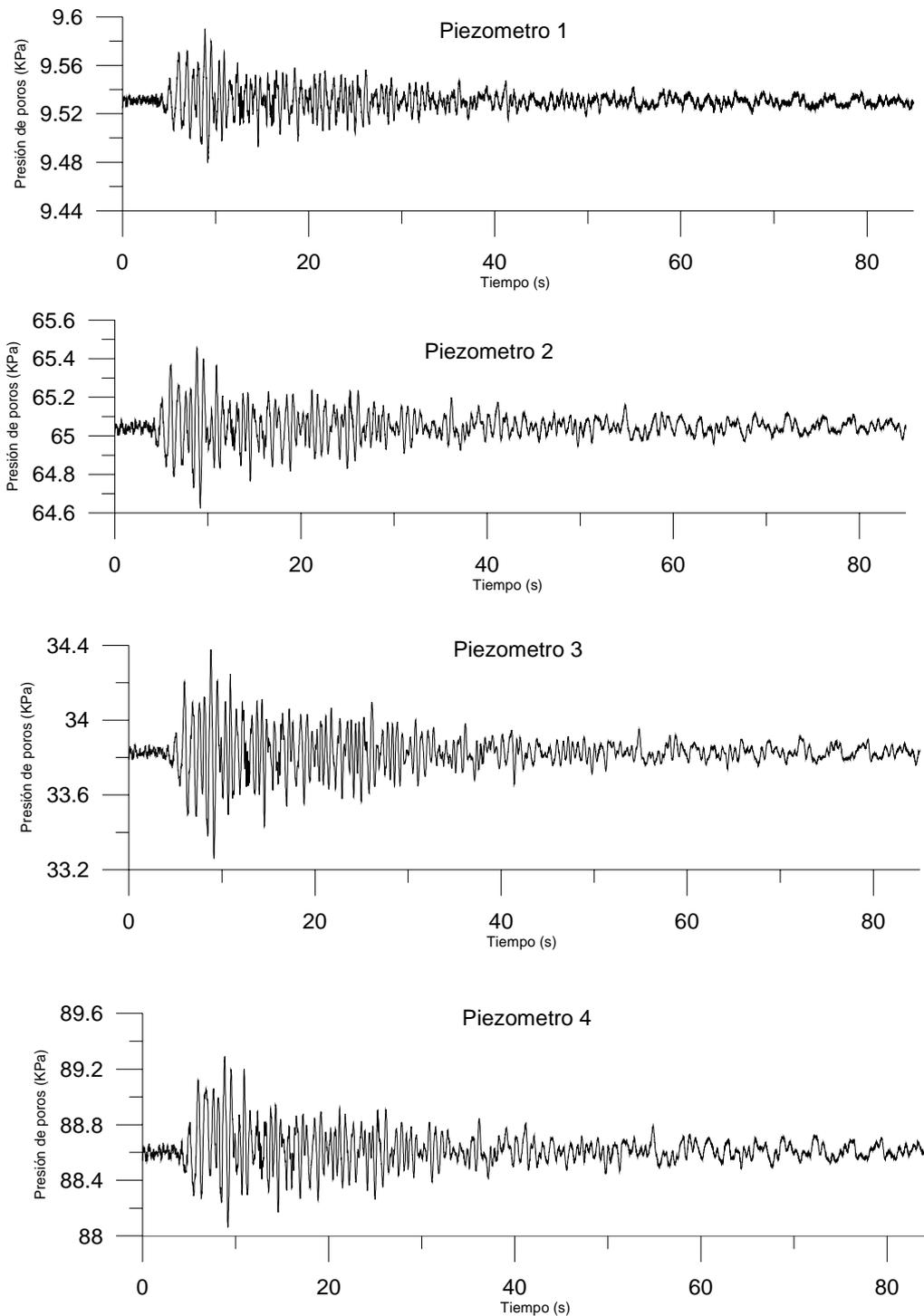


Figura 10.33: Registro de presión de poros. Sismo de 1997

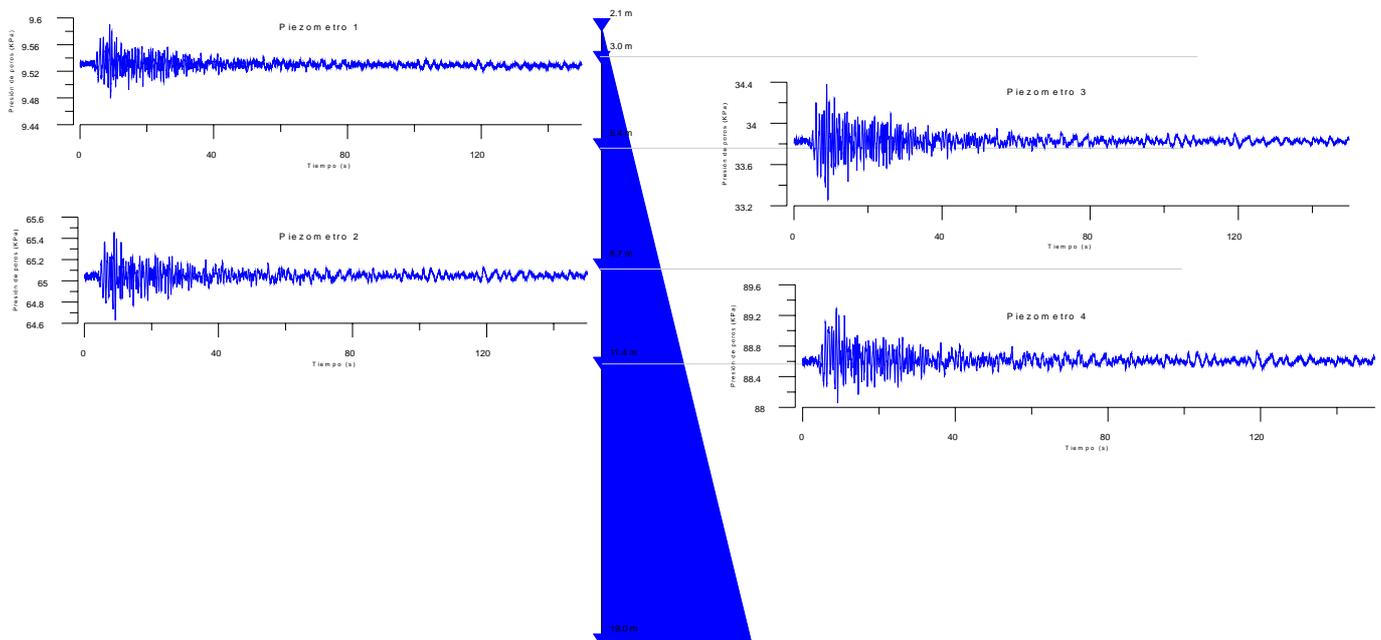


Figura 10.34: Determinación de la posición del nivel freático a partir de los registros piezométricos

- Para la componente N-S, el espectro de respuesta obtenido por el programa es un 20% mayor al registrado en la superficie.
- En los análisis, el método unidimensional tiende a obtener valores mayores a los registrados.
- Esto es de por sí una limitante importante en este tipo de programa, ya que los análisis se realizaron para aceleraciones muy pequeñas, encontrándonos probablemente en el rango elástico del material.

Programa QUAD4M

Realizando un proceso similar al anterior, se tomó como referencia nuevamente los registros en roca como dato de entrada y se compararon con los registros en superficie. En las figuras 10.38 y 10.39, se ilustran los registros en superficie a los cuales se les ha superpuesto los valores obtenidos con el QUAD4M. En dichas figuras se observa que el QUAD4M, tiende a dar valores de aceleración ligeramente superiores a los registrados en los primeros seis segundos. Desafortunadamente, la comparación no es fácil, por lo que hemos trabajado en términos de espectros de respuesta. Al superponer, los espectros obtenidos con el PROSHAKE, QUAD4M y lo registrado en superficie, se concluye lo siguiente (figura 10.40):

- En la dirección E-W, el QUAD4M, presenta los mayores valores de aceleración espectral, estando muy por encima de los registrados en superficie. De hecho el QUAD4M, presenta valores mayores a los calculados mediante el PROSHAKE. De hecho se esperaba obtener similares órdenes de magnitud, ya que los dos programas utilizan como modelo constitutivo el lineal equivalente.

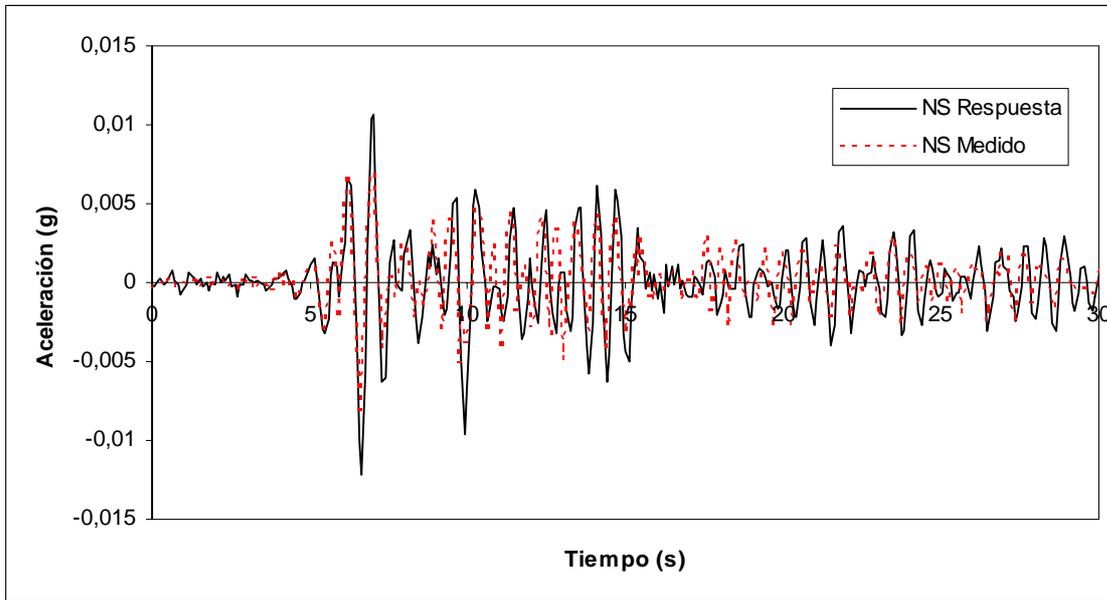


Figura 10.35: Comparación entre la predicción del modelo desacoplado PROSHAKE y el registro en superficie. Sismo de 1997, componente N-S

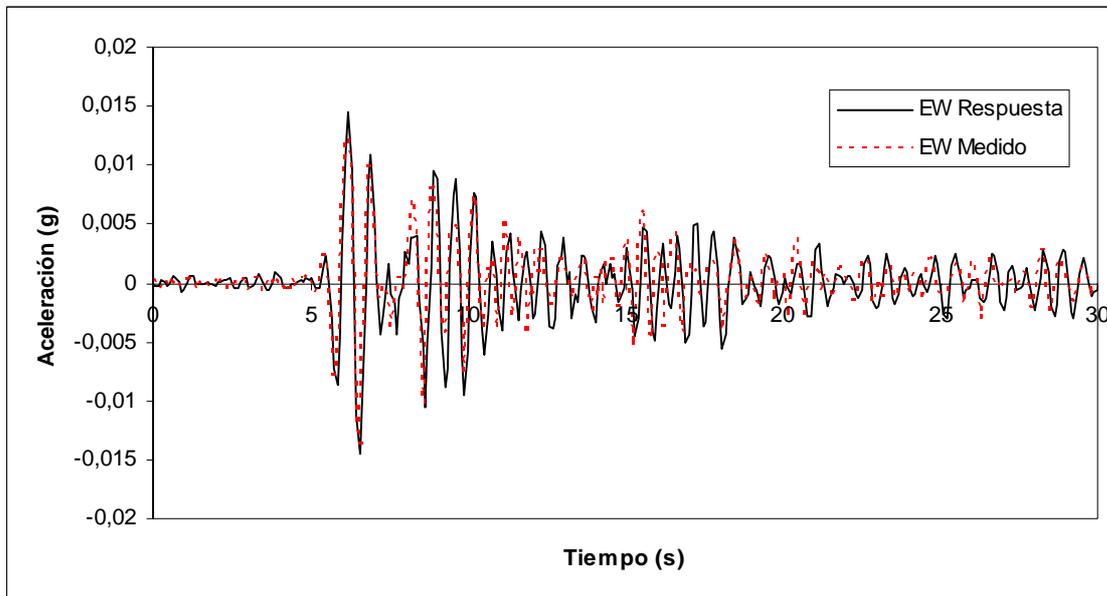


Figura 10.36: Comparación entre la predicción del modelo desacoplado PROSHAKE y el registro en superficie. Sismo de 1997, componente E-W

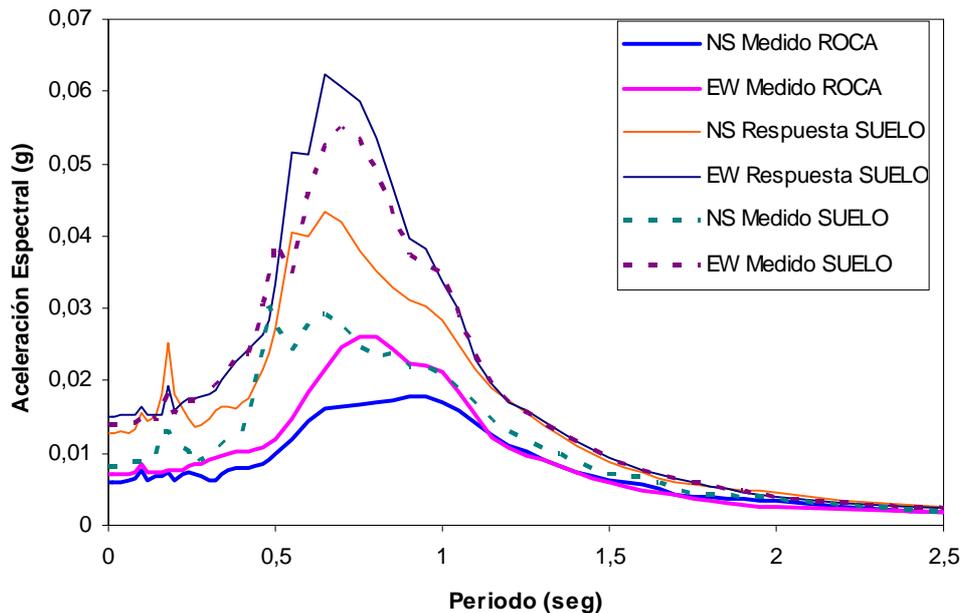


Figura 10.37: Comparación entre los espectros obtenidos con el PROSHAKE y los medidos en superficie

- En la dirección N-S, por otro lado, se mantiene la tendencia de dar el QUAD4M, valores mayores a los calculados con el PROSHAKE, y ambos métodos se encuentran muy por encima de las aceleraciones espectrales registradas en superficie.
- Una conclusión importante en este caso, es que los métodos desacoplados que utilizan el método lineal equivalente, tienden a sobre-estimar la respuesta del suelo.

10.4.3 Análisis Semi-acoplado

Programa FLAC3D

Debido a que los cálculos en este programa son excesivamente demorados (hasta 36 horas), nos limitamos a analizar la condición más desfavorable que corresponde a la componente EW. Con este registro trataremos de evaluar el nivel predictivo del programa FLAC3D, ya que se cuenta con registros en presión de poros y aceleraciones en superficie. Es importante anotar, que para los cálculos se utilizaron los parámetros obtenidos mediante pruebas de laboratorio y ensayos in situ, y que en ningún momento se pretendió ajustar los resultados para evaluar el nivel predictivo del programa. Los principales resultados de este tipo de análisis son los siguientes:

- Si comparamos los registros de aceleración medidos en superficie, con los registros obtenidos del PROSHAKE y FLAC3D, nos encontramos con que el nivel predictivo del FLAC3D, es válido hasta 7 segundos, de ahí en adelante tiende a ser el doble de las registradas por el acelerógrafo (figura 10.41).

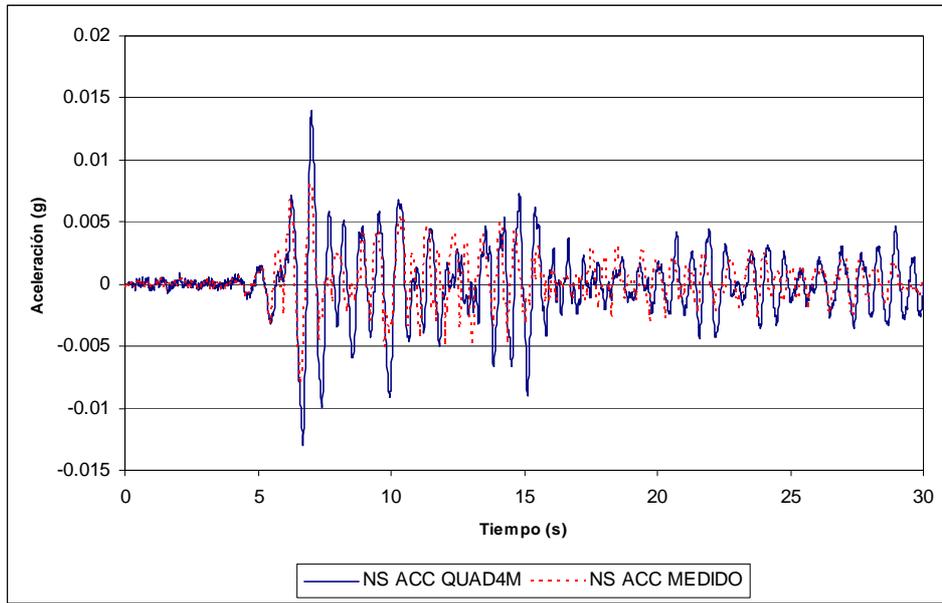


Figura 10.38: Comparación entre la predicción del modelo desacoplado QUAD4M y el registro en superficie. Sismo de 1997, componente N-S

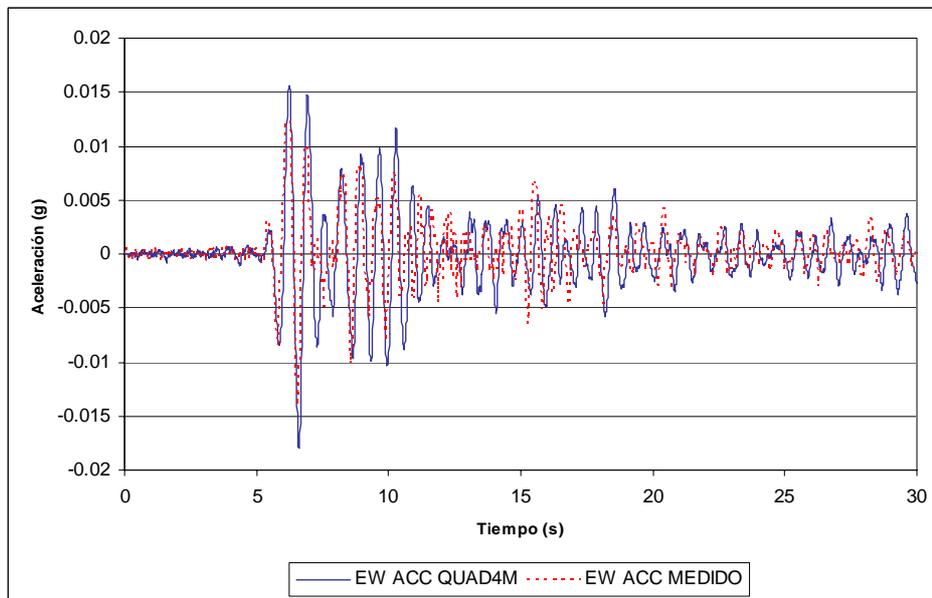


Figura 10.39: Comparación entre la predicción del modelo desacoplado QUAD4M y el registro en superficie. Sismo de 1997, componente E-W

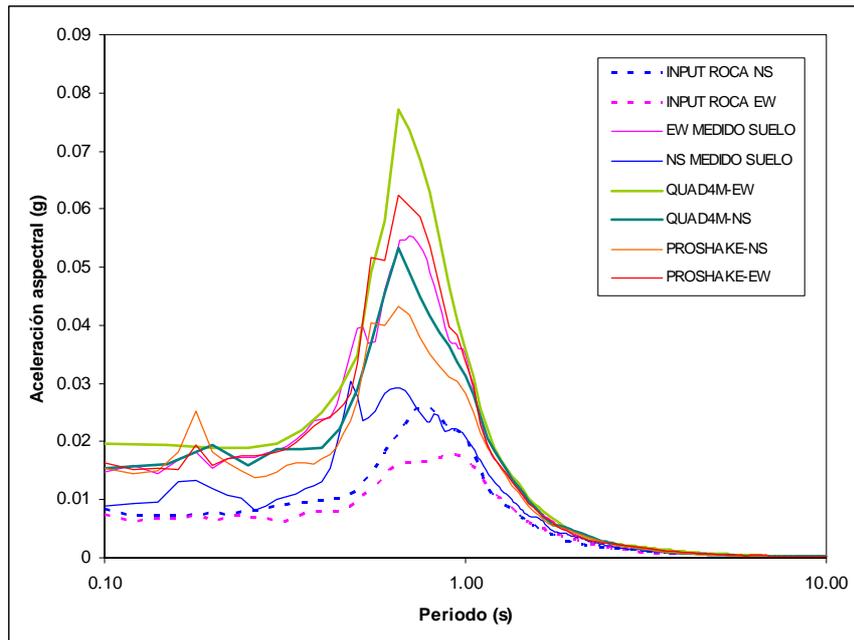


Figura 10.40: Comparación en la predicción de espectros de respuesta entre métodos desacoplados (PROSHAKE y QUAD4M), contra el espectro del registro en superficie. Sismo de 1997

- Al comparar los espectros de respuesta observamos que el FLAC3D, presenta valores intermedios a los obtenidos mediante el PROSHAKE y el QUAD4M (figura 10.42). Sin embargo, el periodo es bastante diferente a los obtenidos mediante los métodos desacoplados.
- Finalmente, al comparar los registros de incremento de presión de poros calculados con FLAC3D, con los medidos nos encontramos que el nivel predictivo del programa es bastante pobre (figura 10.43). Esto es consecuencia del modelo constitutivo utilizado por el programa, el cual depende básicamente de la densidad relativa.
- El anterior implica que el modelo constitutivo utilizado no es válido para pequeñas deformaciones. Es mejor en estos casos asumir comportamiento lineal elástico del material.

10.4.4 Análisis Acoplado en Tensiones efectivas

Los análisis en tensiones efectivas se realizaron utilizando el programa SOLDYNA. A continuación se presentan los resultados de la modelación.

Programa SOLDYNA

Este programa al igual que los anteriores no reproduce adecuadamente los resultados, debido a que las aceleraciones transmitidas por el sismo son tan pequeñas que se encuentran en el rango elástico. De hecho estos modelos constitutivos están desarrollados para modelar el incremento en presión de poros ante cargas sísmicas.

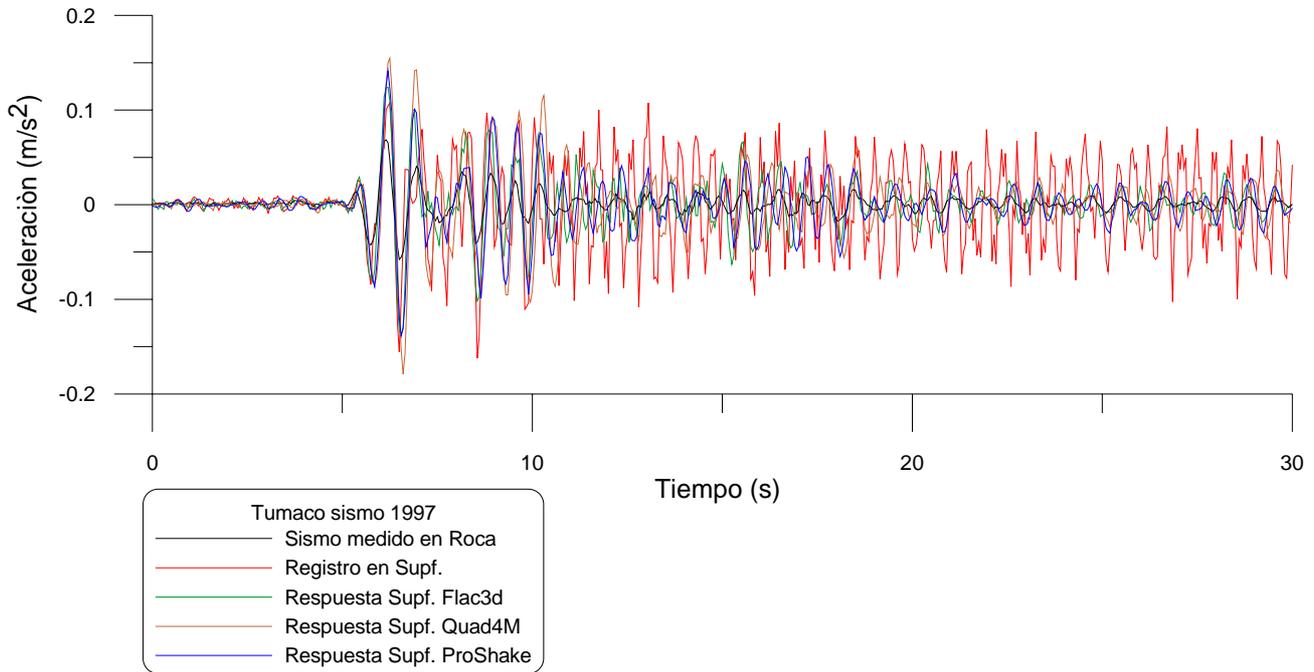


Figura 10.41: Comparación entre los registros de aceleraciones medidos y los calculados mediante el PROSHAKE, QUAD4M y FLAC3D

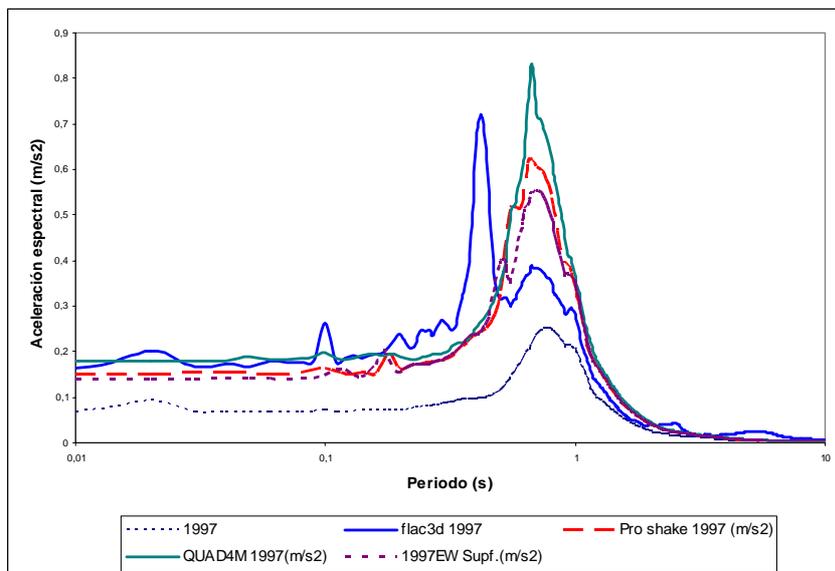


Figura 10.42: Comparación entre espectros de respuesta sismo de 1997

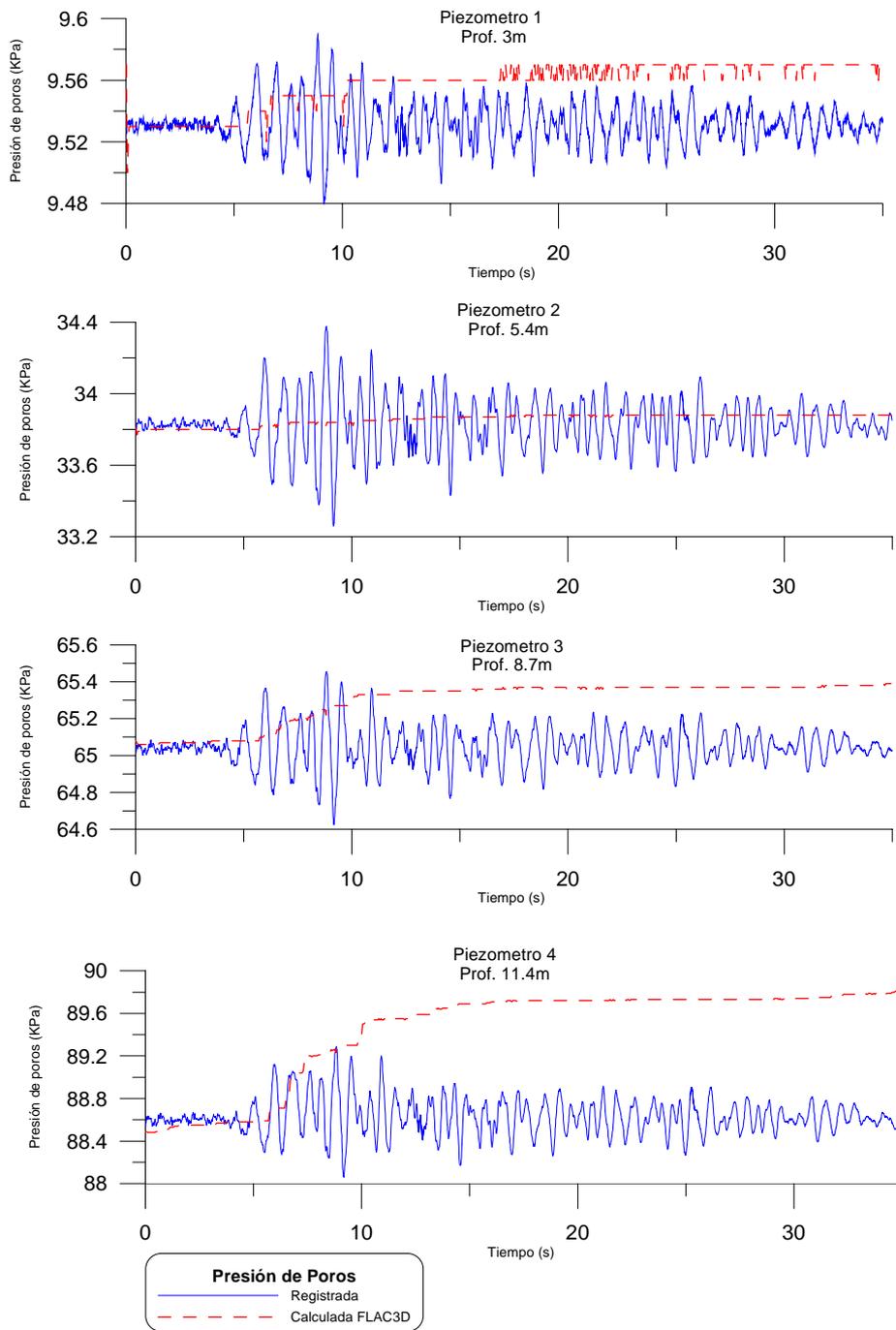


Figura 10.43: Comparación entre la presión de poros registrada durante el sismo de 1997 y la calculada con FLAC3D

10.5 Aplicación a Tumaco - Sismo de 1997 escalado a 0.2g

Una vez verificado el nivel predictivo de las anteriores técnicas numéricas, se escaló el acelerograma de 1997 a 0.20g y 0.25g, con el fin de comparar los resultados por las diferentes técnicas, y sabiendo de antemano que se producirán incrementos importantes en la presión de poros, al entrar el material en el rango no lineal. Debido a que en las anteriores secciones se presentaron en detalle los parámetros mecánicos y geométricos requeridos por los diferentes modelos, en esta sección nos limitaremos a comentar los resultados obtenidos que se presentan en las figuras 10.44 a 10.49, por las diferentes técnicas numéricas, destacándose los siguientes aspectos:

- Al escalar los componentes N-S y E-W a 0.20g, encontramos que los resultados en la formulación desacoplada son muy similares, aunque con el PROSHAKE se obtienen valores ligeramente superiores a los obtenidos con el QUAD4M. Este comportamiento se puede vislumbrar claramente en la figura 10.45.
- Con el programa FLAC3D, se obtienen espectros de respuesta inferiores a los obtenidos mediante el PROSHAKE y el QUAD4M. Estos resultados son un poco diferentes a los obtenidos para la calibración del modelo. Lo que sí es claro es que el FLAC3D, presenta el pico desplazado con relación al obtenido por los métodos desacoplados (figura 10.45).
- Finalmente, con la formulación acoplada (SOLDYNA), el espectro de respuesta obtenido es más corto y la aceleración espectral menor a la calculada con la formulación semi acoplada y desacoplada (figura 10.45). Esto es a consecuencia de la licuación del segundo estrato de arena, que no permite la transmisión de las ondas de corte.
- La presión de poros por otro lado, mantiene la tendencia original, en el sentido que el incremento en presión de poros se inicia a los 7 segundos, presentando un ascenso repentino, y manteniéndose constante después (figura 10.46). En conclusión mediante esta formulación, el tiempo en que se produce la licuación es prácticamente el mismo para los estratos de arena tres y cuatro.
- Al aplicar el sismo de 1997 escalado a 0.2g, encontramos que la parte superior del estrato de arena se licúa a partir de los 10 segundos, mientras que la parte inferior del estrato (profundidades superiores a 7.0 metros), se licúan a partir de los 70 segundos (figura 10.47). Para el tramo ubicado entre los 6 y los 7 metros el tiempo en el cual se produce la licuación está alrededor de los 60 segundos. El limo orgánico por otro lado, se ve sometido a una presión diferencial por el estrato inferior de arena y el superior, lo cual genera presiones negativas entre los 10 y 20 segundos. Estos resultados del limo orgánico hay que mirarlos con precaución, ya que se asumió material elástico.
- En la figura 10.48, se presentan los resultados correspondientes al segundo tramo de análisis entre 8.0 y 14 metros, en el que el estrato de arena experimenta un abrupto incremento de presión de poros entre los 5 y 12 segundos. El fenómeno de licuación se manifiesta a partir de los 70 segundos. El limo orgánico por otro lado, experimenta incrementos en la presión de poros a consecuencia de las presiones transmitidas por las capas de arena.

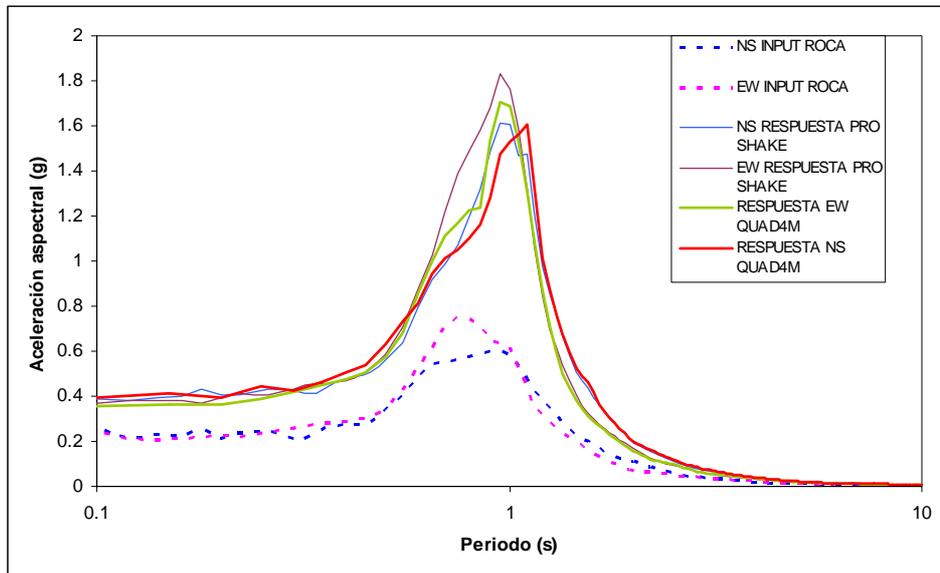


Figura 10.44: Espectros de respuesta para el sismo de 1997 escalado a 0.2g

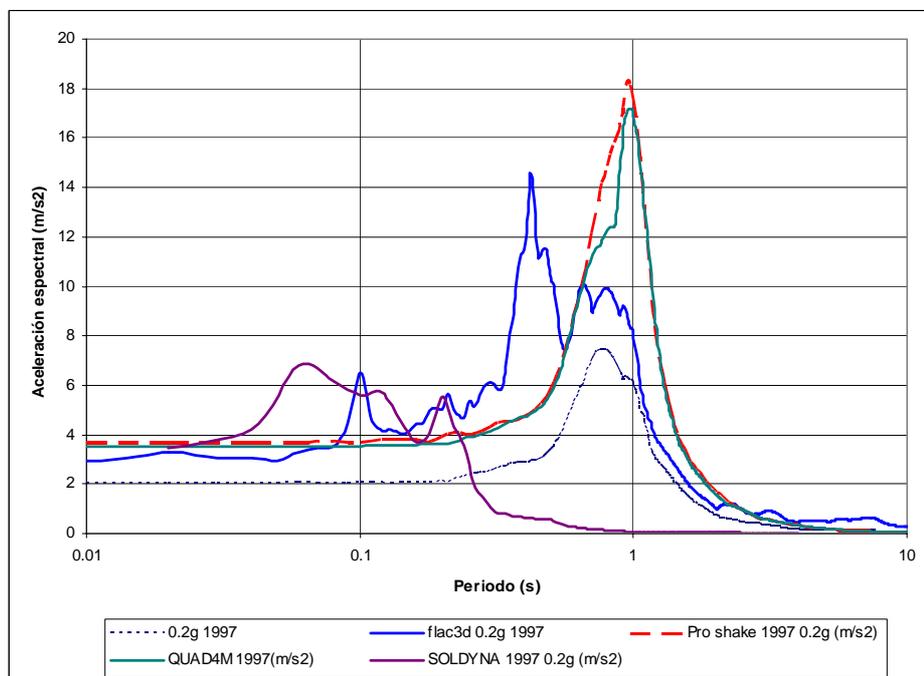


Figura 10.45: Comparación entre los espectros de respuesta obtenidos mediante el PROSHAKE, QUAD4M, FLAC3D y SOLDYNA. Acelerograma de 1997 escalado a 0.2g

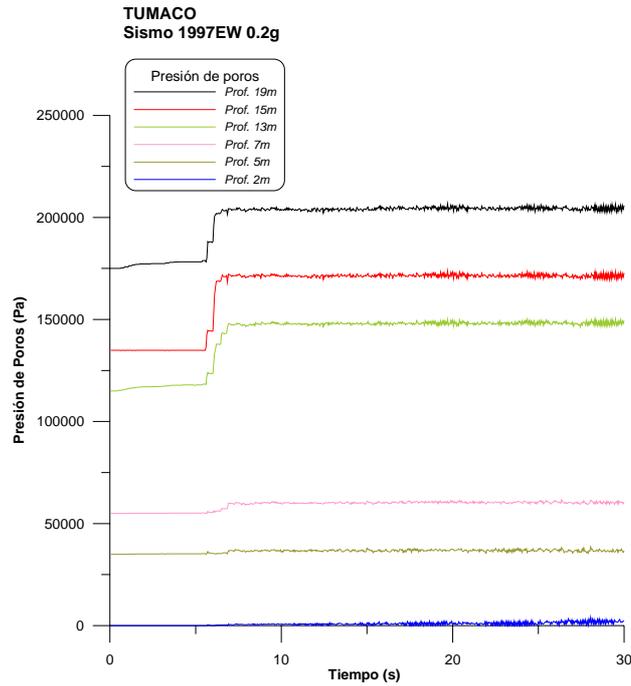


Figura 10.46: Incremento en presión de poros calculado mediante el FLAC3D. Sismo de 1997 escalado a 0.2g.

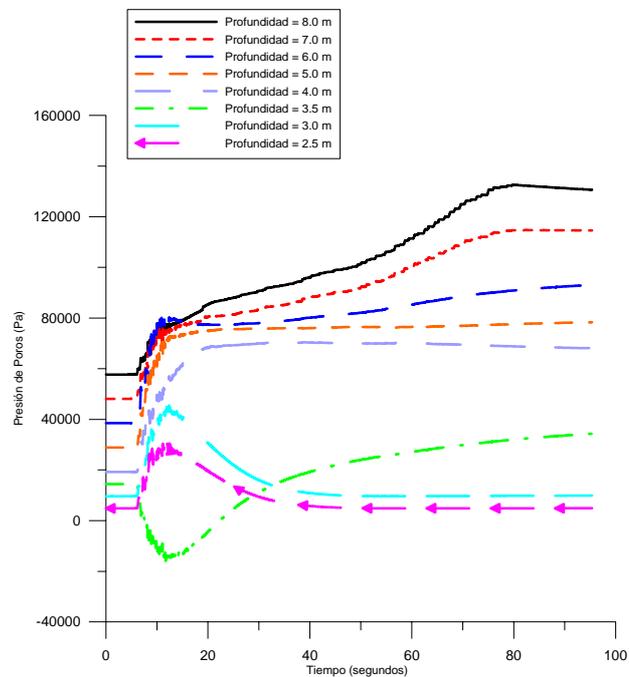


Figura 10.47: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 0.0 m a 8.0 m.

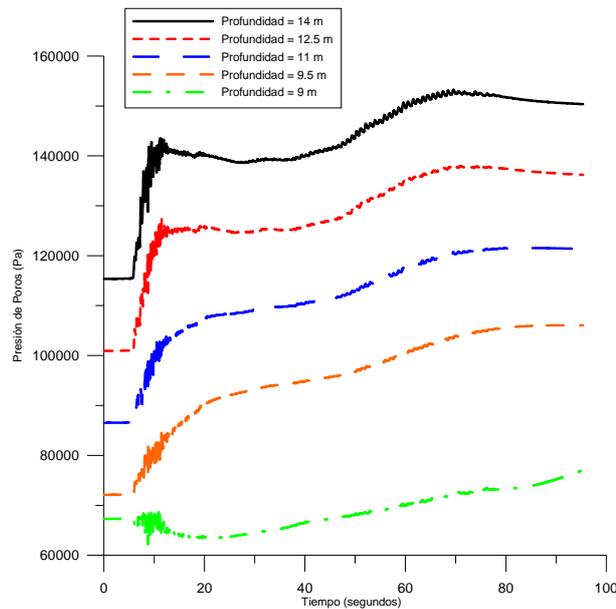


Figura 10.48: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 8.0 m a 14.0 m.

- El tramo tres está conformado por los dos últimos estratos, correspondientes al limo orgánico y la arena, ubicados entre los 14 metros y los 19.5 metros de profundidad (figura 10.49). Para este caso se observa un incremento abrupto en la presión de poros entre los 7 y los 12 segundos. El estrato de arena se licua prácticamente a partir de los 80 segundos. El limo orgánico por otro lado, experimenta fluctuaciones importantes en la presión de poros, a consecuencia de las presiones transmitidas por las capas de arena.

10.6 Aplicación a Tumaco - Sismo de 1997 escalado a 0.25g

Para este análisis se escaló el acelerograma de 1997 a 0.25g. El escalamiento de la señal, se realizó para la componente E-W. Al comparar los resultados obtenidos mediante las diferentes técnicas encontramos lo siguiente:

- En los análisis desacoplados se mantiene la tendencia del acelerograma escalado a 0.2g. En la dirección E-W, el PROSHAKE arroja mayores valores del espectro de respuesta. Sin embargo, para efectos prácticos los resultados de la formulación desacoplada son prácticamente los mismos (figura 10.50).
- Con el programa FLAC3D, se obtienen los mayores espectros de respuesta (figura 10.50). Uno esperaría que la tendencia del escalado a 0.2g se mantuviera, ya que para este caso con la formulación desacoplada se obtuvieron los mayores espectros de respuesta.
- En la formulación acoplada, los resultados obtenidos al escalar el acelerograma a 0.25g (figura 10.50), son muy similares a los derivados al escalar a 0.2g. La licuación de los diferentes estratos

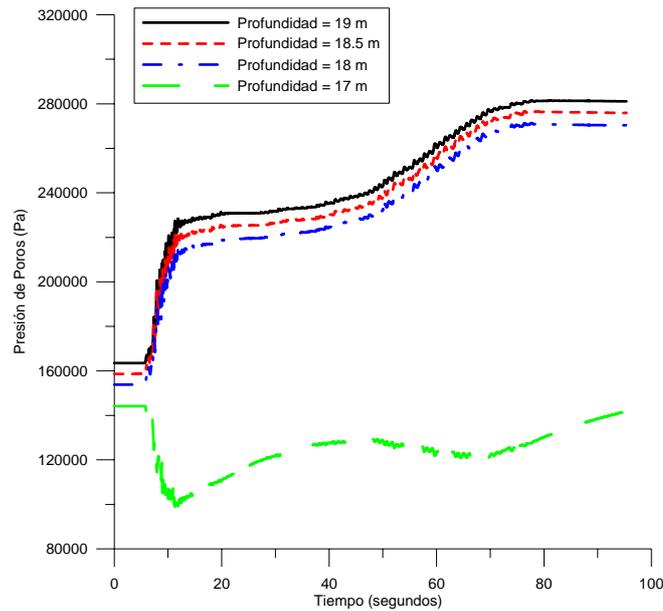


Figura 10.49: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 15 m a 19.5 m.

de arena impide la transmisión de las ondas y por tanto el acelerograma registrado en superficie es de menor duración con relación a la señal de entrada en roca. Estos resultados, revelan que los espectros de respuesta obtenidos con formulación desacoplada y semi-acoplada deben manejarse con mucha precaución.

- La presión de poros por otro lado, mantiene la tendencia anterior, y el incremento de presión de poros se produce a los 7 segundos. Uno esperaría que a mayor aceleración, los incrementos de presión de poros se presentaran en un tiempo menor, cosa que no sucede con este programa. Por otro lado, el ascenso en presión de poros es repentino como se observa en la figura 10.51.
- Esta corresponde a la condición más desfavorable del análisis, ya que al escalar la aceleración a 0.25g, el tiempo al cual se produce la licuación disminuye y por tanto la señal registrada en la superficie. Esto lleva como en los casos anteriores a una variación tanto del periodo fundamental como de la aceleración espectral.
- Los resultados de la presión de poros con el program SOLDYNA, se ilustran en la figura 10.52, donde se observa que la capa de arena presenta entre 5 y 12 segundos un incremento en presión de poros, el cual se disipa rápidamente, por encontrarse estos puntos muy cercanos a la condición de contorno impuesta por posición del nivel freático. Para el segundo estrato de arena, se detectan dos comportamientos bien diferenciados, en primer lugar la zona más superficial del estrato (de 4.0 a 5.0 metros de profundidad), la licuación se presenta a los 10 segundos aproximadamente, mientras que para el tramo más profundo (de 6.0 a 8.0 metros), el fenómeno se presenta a partir de los 60 segundos. Por otro lado, el limo orgánico se ve sometido a las diferencias de presión transmitidas por la capa superior e inferior.

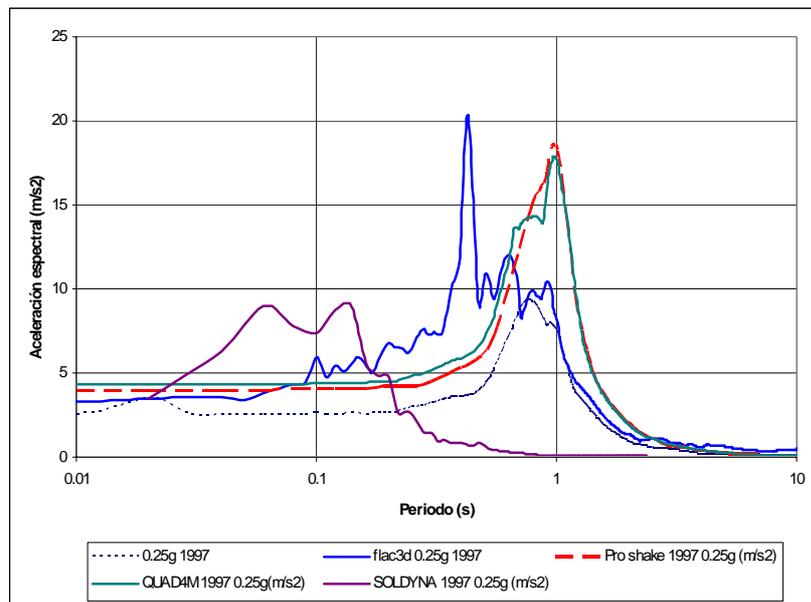


Figura 10.50: Comparación entre los espectros de respuesta obtenidos mediante el PROSHAKE, QUAD4M, FLAC3D y SOLDYNA. Acelerograma de 1997 escalado a 0.25g

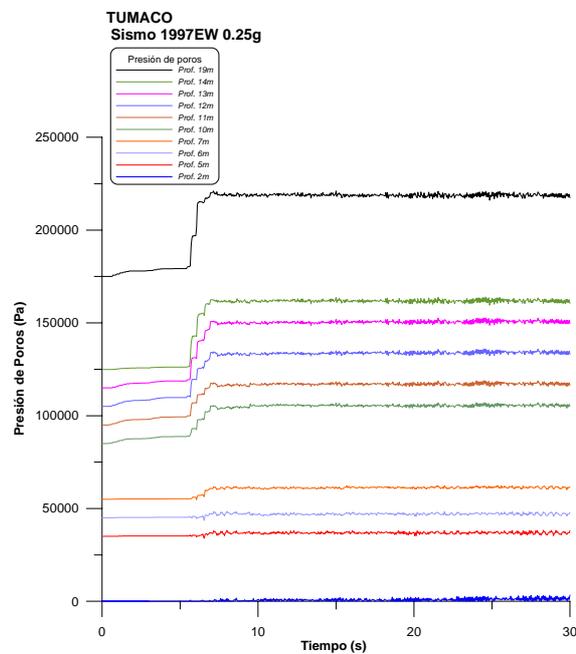


Figura 10.51: Incremento en presión de poros obtenidos con el FLAC3D. Sismo de 1997 escalado a 0.2g

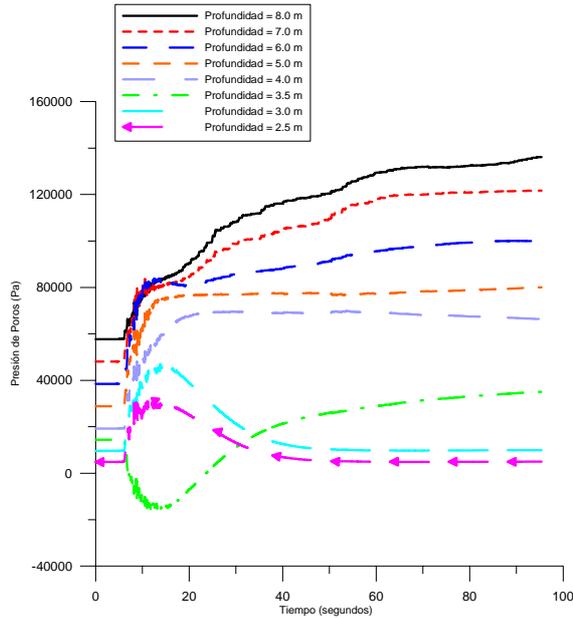


Figura 10.52: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 0.0 m a 8.0 m.

- Los resultados para este segundo tramo de estratos se ilustran en la figura 10.53, donde se observa que entre los 5 y 10 segundos se presenta un incremento importante en presión de poros para las diferentes profundidades analizadas. Las capas se licúan a partir de los 40 segundos aproximadamente. El limo orgánico por otro lado es sometido a los excesos de presión de poros transmitidos por las capas de arena.
- Los resultados para el último tramo de análisis se ilustran en la figura 10.54, donde se observa que entre los 5 y los 10 segundos se presenta un incremento importante en presión de poros (del orden de 70 kPa). De ahí en adelante se produce un incremento paulatino en la presión de poros hasta llegar a licuación a los 60 segundos. Al igual que en los casos anteriores, el limo orgánico es sometido a los excesos de presión de poros transmitidos por la capa de arena suprayacente.

10.7 Comparación entre Métodos Semi-empíricos con Métodos Numéricos

En esta sección, se comparan los resultados obtenidos entre los métodos semi-empíricos utilizados en el capítulo anterior, y las técnicas numéricas del presente capítulo. Para esta última, nos hemos limitado a utilizar los resultados de la formulación semi-acoplada y acoplada, es decir FLCA3D, SOLDYNA.

En este orden de ideas, las comparaciones se limitarán a analizar cada estrato de arena, evaluando si por las diferentes técnicas hay licuación o no. En la figura 10.55, se presenta un resumen de los principales resultados obtenidos al comparar los métodos semi-empíricos y numéricos. Dentro de los análisis numéricos se excluyó la formulación desacoplada (PROSHAKE y QUAD4M), por la imposibilidad de

10.7. COMPARACIÓN ENTRE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS CON MÉTODOS NUMÉRICOS 317

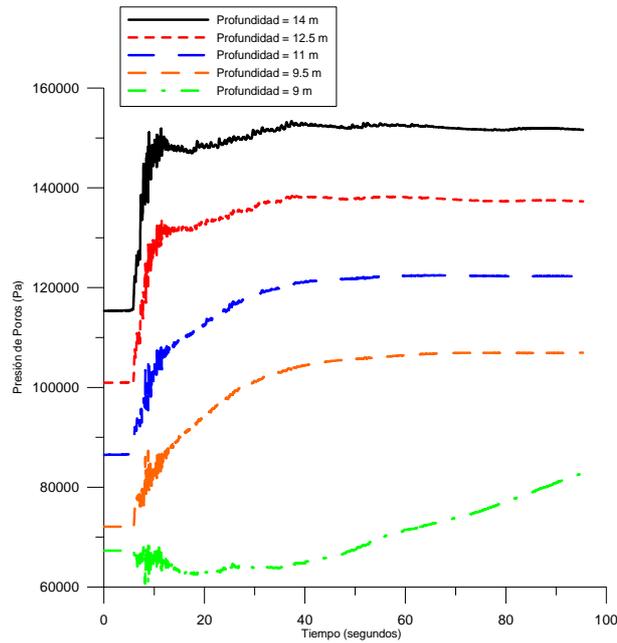


Figura 10.53: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 8.0 m a 14.0 m

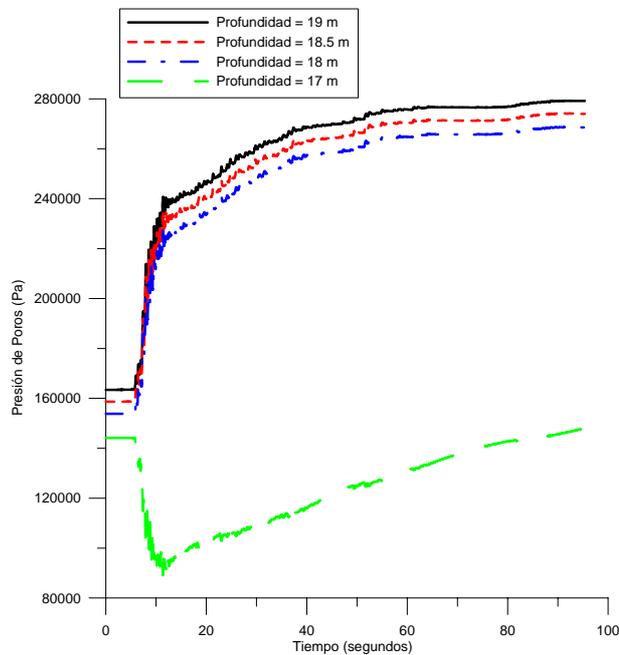


Figura 10.54: Variación de la presión de poros con el tiempo (estratos de limo orgánico y arena). Profundidad de 15 m a 19.5 m.

estos métodos de evaluar licuación. Es importante aclarar que esta comparación es necesario mirarla con precaución, ya que por un lado se tienen los métodos semi-empíricos, que dependen de dos parámetros: por un lado la relación de resistencia cíclica (CRR) y por el otro de la relación de tensiones cíclicas (CSR). Recordemos que la relación de resistencia cíclica depende del método utilizado en campo (SPT, DMT, CPTU), y la relación de tensiones cíclicas es función básicamente de la aceleración máxima en roca, y aspectos tales como número de ciclos, duración, contenido frecuencial no son tenidos en cuenta.

Como en todo tipo de análisis, es siempre necesario tener algún punto de referencia, hemos optado por considerar que la información más confiable se obtuvo con el programa acoplado SOLDYNA, base de la presente investigación. Esto sin embargo, es necesario comprobarlo, ya que la instrumentación que actualmente se adelanta en Tumaco, se han presentado sismos muy pequeños que no permiten calibrar adecuadamente los anteriores modelos. En este orden de ideas, se concluye lo siguiente:

- De lo métodos semi-empíricos el menos confiable corresponde al SPT, ya que la prueba depende de muchas variables durante su ejecución, seguida del Dilatómetro de Marchetti, lo cual era de esperarse teniendo en cuenta que el DMT, presenta una base de datos muy limitada.
- La prueba SPT, ha sido sometida a cambios importantes, pero aún así, es una prueba que es muy sensible al modo de operación, y además sensible a la energía realmente transmitida durante la prueba (esto implica desde luego calibrar los equipos para determinar la eficiencia de los mismos), lo cual muy pocas veces se hace.
- La prueba CPTU, por otro lado, parece ser la prueba más confiable para determinar el potencial de licuación de un depósito arenoso. Para este caso en particular se utilizaron varias metodologías propuestas por diferentes autores, encontrándose resultados consistentes y parecidos por los diferentes métodos. Los resultados son acordes con los obtenidos con el modelo numérico, asumiendo la duración total del sismo. Si la duración del sismo fuera menor (digamos 30 segundos), el modelo numérico predice incrementos en presión de poros, más no hay licuación, mientras que el modelo semi-empírico predice que hay licuación (el tiempo no es una variable en los modelos semi-empíricos).
- El modelo semi-acoplado (FLAC3D), es muy limitado en el nivel predictivo, debido a que la ecuación constitutiva que utiliza no es la más adecuada para modelar este tipo de fenómenos. Adicionalmente, estos incrementos en presión de poros no se reflejan en la ecuación de momento, donde se espera que en la medida en que se generan incrementos importantes en presión de poros haya más dificultad en transmitir las ondas de corte, llegando un instante en que no se recibe señal en la superficie.
- Los resultados más confiables se obtuvieron con la formulación acoplada, pero es necesario calibrarlos con casos donde se presenten incrementos importantes en presión de poros, con el fin de determinar el nivel predictivo del modelo. En el proyecto VELACS, se encontró que esta formulación predice aceptablemente el comportamiento de un depósito de arena ante cargas dinámicas. Desafortunadamente, las condiciones con las que se encuentra una persona al analizar un caso real, son muy diferentes a las que se tienen en laboratorio. Esto le da un valor agregado a la presente investigación, ya que instrumentaciones como la realizada en Tumaco, existen muy pocas en el mundo. La principal limitante de esta instrumentación, es que no es posible predecir este tipo de eventos, y es probable que transcurran años antes que se presente un sismo importante en el sector instrumentado. Para nuestro caso en particular en nueve años de instrumentación,

COMPARACION ENTRE MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS Y NUMÉRICOS

Estrato Arena	FLAC3D	SOLDYNA	SPT	DMT	CPTU
1	NO	t=18s	SI	NO	SI
2	NO	t=30-40s	NO	NO	SI
3	t=7s	t=70s	SI	SI	SI
4	t=7s	t=80s	SI	SI-NO	SI

Sismo de 1997 escalado a 0.2g

Estrato Arena	FLAC3D	SOLDYNA	SPT	DMT	CPTU
1	NO	t=15s	SI	NO	SI
2	NO	t=20-70s	NO	NO	SI
3	t=6s	t=60s	SI	SI	SI
4	t=6s	t=75s	SI	SI	SI

Sismo de 1997 escalado a 0.25g

Estrato Arena	FLAC3D	SOLDYNA
1	NO	t=25s
2	NO	t=40-60s
3	t=6s	t=80s
4	t=6s	t=90s

Sismo de 1979

Figura 10.55: Resumen de los Análisis

solamente se han registrado cuatro sismos pequeños, donde el comportamiento de los materiales estuvo en el rango elástico.

10.8 Conclusiones

En este capítulo se ha realizado una comparación entre las diversas técnicas numéricas existentes para estudiar el fenómeno de licuación. Para llevar a cabo esta actividad, se adelantó un intenso plan de investigación del subsuelo mediante diferentes pruebas in situ, las cuales fueron complementadas con una gran cantidad de pruebas de laboratorio, entre las que se destacan ensayos triaxiales estáticos y dinámicas. La filosofía de esta gran cantidad de pruebas, era la de tener una muy buena caracterización de las propiedades mecánicas de los diferentes estratos, que permitiera en lo posible el uso de cualquier modelo constitutivo. En este orden de ideas, fue posible utilizar diferentes formulaciones, y por ende diferentes programas de elementos finitos. De la investigación adelantada se concluye lo siguiente:

- Los resultados obtenidos mediante análisis desacoplados en tensiones totales, en zonas donde existan depósitos de suelos granulares, potencialmente licuables, es necesario mirarlos con precaución, ya que estos análisis no tienen en cuenta los excesos de presión de poros generados por las cargas sísmicas. Lo anterior lleva a que tanto la aceleración espectral como el periodo sean muy diferentes en el análisis desacoplado y acoplado.
- El modelo semi-acoplado utilizado (FLAC3D), en general predice que solamente los dos estratos más profundos se licuarán, pero con el agravante que esta licuación de los estratos no se manifiesta

en la ecuación de momento, lo que genera altas aceleraciones en superficie, y por tanto los espectros de respuesta son muy altos.

- Los resultados más confiables se obtuvieron con la formulación acoplada. Sin embargo, en todos los análisis se intentó reproducir un caso ya sucedido (sismo de 1979), y en los otros dos se escaló el acelerograma a 0.2g y 0.25g (sismo de 1997). Aunque los resultados obtenidos son bastante lógicos y concuerdan con lo obtenido con el CPTU, solamente un caso real donde se generen importantes incrementos en presión de poros, permitirá calibrar el modelo propuesto en la presente investigación. El fenómeno igualmente, es muy complejo, ya que aspectos tales como historia de esfuerzos, anisotropía, estado inicial de tensiones, afectan de manera ostensible los resultados. La obtención de algunos de estos parámetros es muy difícil, razón por la cual un buen modelamiento es posible si el modelo numérico está acompañado tanto de pruebas de campo como de laboratorio que disminuyan el nivel de incertidumbre de las condiciones del subsuelo.

Capítulo 11

CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La tesis analiza el fenómeno de licuación con una visión global integradora, donde se combinan ensayos de laboratorio, pruebas de campo (SPT, DMT, CPTU) y análisis numéricos, a partir de las cuales es posible analizar la licuación, bien sea mediante métodos semi – empíricos y/o métodos numéricos. A continuación presentamos las principales conclusiones derivadas del trabajo desarrollado, así como las futuras líneas de investigación que se proponen para mejorar el conocimiento del fenómeno de licuación.

- Se desarrolló un modelo numérico que permite solucionar las ecuaciones de Biot de manera acoplada (ecuación de momento y ecuación de continuidad), basado en la formulación " $u - p$ ".de Zienkiewicz y colaboradores [Zienkiewicz & Shiomi, 1984]. Debido a que la ecuación de momento incluye derivadas parciales de segundo orden, mientras que la ecuación de continuidad incluye derivadas parciales de primer orden, es necesario cumplir con la condición de Babuska-Brezzi [Babuska, 1971],[Brezzi & Pitkaranta, 1984], con el fin de evitar oscilaciones espúreas que no tienen nada que ver con la física del problema y que se presentan en el caso incompresible. Estas oscilaciones numéricas se pueden evitar de dos maneras: utilizando elementos div-estables, o utilizando técnicas de estabilización.
- El uso de elementos con diferente grado de interpolación (mixtos), presenta dos desventajas al intentar ser utilizados para resolver problemas a gran escala: La primera es que uno de los campos debe ser interpolado usando elementos de alto orden, lo cual aumenta el ancho de banda de la matriz del sistema de ecuaciones finales y son costosas de integrar. La segunda es que el sistema resultante esta mal condicionado, por lo cual el uso de solvers iterativos es casi prohibitivo. En problemas muy complejos donde se requieran varios miles de elementos el uso de un solver directo parece ser inviable: el solver directo más barato (LU con almacenamiento en perfil), es del orden $n \log(n)$, siendo n el número de incógnitas a resolver.
- Debido a lo anterior se optó el uso de elementos de igual orden de interpolación, ya que estos permiten abordar problemas de gran tamaño. Para esto se optó por utilizar el método denominado OSS (Orthogonal Subgrid Stabilization), utilizado en problemas de mecánica de fluidos, consistente en la estabilización de la ecuación de continuidad mediante la adición de un término estabilizador (dado por la divergencia de la ecuación de equilibrio), más un preconditionamiento.

- En la presente tesis se han analizado los factores que afectan los resultados numéricos al realizar análisis dinámico mediante el método de los elementos finitos. Independientemente, de si la formulación es desacoplada, semi-acoplada o acoplada, hay ciertos requerimientos que se deben cumplir al realizar los análisis: tamaño del elemento y condiciones de contorno. En primer lugar, el tamaño del elemento genera rebote de ondas si este es mayor a la décima parte de la longitud de onda, y por otro lado las condiciones de contorno generan reflexión de ondas que también tienen una alta incidencia sobre los resultados. De los análisis realizados recomendamos utilizar como tamaño máximo del elemento el correspondiente a un décimo de la longitud de onda, y para las condiciones de contorno, la gran conclusión es que los elementos absorbentes por sí solos son incapaces de absorber todas las ondas (en especial las de superficie), por lo que recomendamos utilizar las condiciones de contorno muy alejadas, combinadas con elementos absorbentes. Para nuestros análisis en particular se ha optado por definir una zona de interés, y posteriormente, alejar los contornos 10 veces el espesor del estrato.
- En la discretización espacial de las ecuaciones de Biot [Biot, 1956], surge un término denominado matriz Q , y al que comúnmente se le denomina matriz de acoplamiento, el cual acopla la ecuación de momento y la ecuación de continuidad. En la presente tesis se ha estudiado, el significado físico de este término que aparece al aplicar el método de Galerkin a las ecuaciones diferenciales de Biot. Para ello, se desarrolló un modelo conceptual, el cual se analizó tanto para la condición seca como saturada, teniendo en cuenta que para el primer caso el fluido es el aire y para el segundo caso el fluido es el agua. Los análisis realizados permiten concluir lo siguiente:
 - El fluido tiene influencia sobre el comportamiento dinámico de una muestra de suelo saturada, aunque esta dependerá en gran medida de la viscosidad del fluido, así como del tamaño de la partícula. En general se observa que a mayor viscosidad del fluido mayor será el amortiguamiento del suelo y menor será la rigidez.
 - Los resultados experimentales muestran que para deformaciones mayores a $3 \cdot 10^{-4}$ el amortiguamiento viscoso se incrementa de manera importante, pasando de un 2% a un 17%; De igual manera, se observa que a menor tamaño de la partícula el efecto del amortiguamiento viscoso es más importante.
 - Las diferencias en los desplazamientos al considerar una muestra de suelo seco y una muestra de suelo saturado son realmente pequeñas, pero es indudable que en estudios de efectos locales donde se quieren obtener los espectros de respuesta, el hecho de no considerar el efecto del fluido puede tener efectos importantes en los resultados.
 - Al utilizar las expresiones propuestas por Seed [Seed et al., 1984b], para el cálculo del amortiguamiento de una arena seca y una arena saturada, encontramos que la arena seca presenta un amortiguamiento mayor al de una arena saturada. Esto no es totalmente cierto, ya que si asumimos que el amortiguamiento total de la masa de suelo es la suma del amortiguamiento histerético más el amortiguamiento viscoso, la hipótesis de Seed, llevaría a que la viscosidad del aire es mayor a la del agua lo cual no es cierto. Por otro lado, el efecto del amortiguamiento viscoso se incrementa en la medida en que se incrementa la viscosidad del fluido.
 - Finalmente, el modelo conceptual presentado sirve, por tanto, para entender la dependencia entre los parámetros que intervienen en el sistema acoplado sólido-fluido en condiciones dinámicas, por tanto, esta matriz Q , es realmente función del tamaño de las partículas y del tamaño del poro

- Se ha desarrollado hasta el momento, una gran cantidad de modelos constitutivos orientados a reproducir las principales características del fenómeno de licuación. De hecho, cada programa de elementos finitos está asociado a un modelo constitutivo determinado, cuyo nivel de complejidad varía de un autor a otro, existiendo casos de modelos que requieren una gran cantidad de parámetros, los cuales son difíciles de programar y además muchos de los parámetros no tienen un claro significado físico. En la presente tesis se ha optado por utilizar el modelo de Pastor-Zienkiewicz, basado en la teoría de la plasticidad generalizada, el cual es un modelo relativamente sencillo de implementar que ha adquirido gran popularidad entre los diferentes investigadores de la dinámica de suelos.
- El modelo de Pastor-Zienkiewicz utilizado en la presente tesis no usa de manera explícita una superficie de fluencia. Si bien es cierto que esta hipótesis presenta ventajas en su implementación numérica (no es necesario definir la condición de consistencia), no fue posible calibrarlos con el sismo de 1997 registrado en la estación de Tumaco. Esto en cierta forma, es consecuencia de la hipótesis que asumen los modelos, que tanto en carga como descarga se generan deformaciones plásticas. Desafortunadamente en sismos muy pequeños como el registrado en Tumaco, el hecho de verse el suelo sometido a procesos de carga y descarga genera oscilación en las presiones más no incremento en las mismas.
- Las mejores predicciones de los registros de aceleración en superficie para sismos pequeños se obtuvieron con los métodos desacoplados, cuya ecuación constitutiva es el método lineal equivalente. Lo anterior demuestra que para sismos pequeños es posible obtener resultados aceptables con estos métodos. Sin embargo, para sismos de gran magnitud donde el fenómeno de licuación es evidente, los métodos desacoplados no son recomendables.
- Al revisar la literatura especializada sobre la instrumentación de zonas susceptibles de sufrir licuación mediante acelerógrafos en roca y superficie, complementados con piezómetros conectados a los acelerógrafos nos encontramos que a nivel mundial existen muy pocas instrumentaciones de este tipo. Esto se debe a que estas instrumentaciones son muy costosas y además no hay certeza de cuando se va a producir un sismo importante que permita tener registros confiables. De hecho pueden pasar muchos años antes que un sismo importante se presente, con un problema adicional y es que estos equipos tienen una vida útil, que se puede vencer antes del añorado sismo.
- La instrumentación instalada en Tumaco consta de un acelerógrafo en roca y otro en superficie marca Kinometrics de 12 canales, los seis primeros canales registran las seis componentes de aceleraciones, mientras que a los últimos canales, se conectaron cuatro piezómetros piezoresistivos de registro continuo. A corto plazo se piensa adicionar dos nuevos piezómetros a la instrumentación de Tumaco, con el fin de valorar el comportamiento de las capas más profundas (estratos de arena 3 y 4).
- Uno de los aspectos más difíciles en una modelación, está relacionada con los parámetros requeridos por el modelo numérico. La obtención de dichos parámetros es sumamente compleja, ya que se requieren muchos ensayos de laboratorio para calibrar el modelo constitutivo, y adicionalmente pruebas de campo que permitan determinar la variabilidad de las propiedades geomecánicas en profundidad. Para esta última, existen diversas pruebas de campo que van desde pruebas muy sencillas (SPT), hasta pruebas más sofisticadas (DMT y CPTU). Al realizar estas pruebas, nos encontramos con una alta variabilidad de los parámetros obtenidos por los diferentes métodos.

La situación más preocupante se presentó con el SPT, que es la prueba de campo más utilizada a nivel mundial, pero a la vez es la más alejada de los resultados promedio obtenidos mediante el CPTU y DMT.

- Con relación a la exploración del subsuelo, no existe un método que permita evaluar todos los parámetros requeridos en un análisis numérico (desacoplado, semi-acoplado y acoplado). Mas bien estos métodos de exploración de campo son complementarios, ya que en la obtención de parámetros existen unas correlaciones más confiables que otras. Sin embargo, para un proyecto que se pretenda adelantar, nosotros recomendaríamos en lo posible utilizar el CPTU, seguido del DMT y finalmente el SPT (Si no hay otra opción a la de utilizar el SPT, es necesario calibrar el equipo y determinar mediante celdas de carga la eficiencia del mismo, ya que este es un parámetro de mucho peso al calcular el N_{60}). A partir de las pruebas de campo y laboratorio se concluye:
 - De las pruebas de campo ejecutadas es indudable que la más confiable es el CPTU, en segundo lugar el DMT y en tercer lugar el SPT. En general los parámetros obtenidos por el CPTU y DMT tienden a ser similares por lo que se optó por tomar valores promedio.
 - El DMT tiende a sobre-estimar el coeficiente de presión de tierras en reposo, obteniéndose en general valores de K_0 superiores a uno, para los suelos finos, lo cual es poco probable dado que son depósitos recientes, caracterizados por su baja resistencia (Turba). Por este motivo se le dio mayor peso a los valores obtenidos mediante el CPTU. Para el caso de suelos granulares se utilizaron las correlaciones del CPTU, debido a que el CPTU suele dar mejores resultados que el DMT en este tipo de material.
 - En general, la clasificación del material obtenida a partir del CPTU y DMT, es bastante razonable, aunque existen tramos del subsuelo donde la clasificación obtenida por estos métodos no correspondía a la descripción de la exploración directa. Debido a lo anterior, es recomendable realizar al menos una perforación mecánica con la respectiva toma de muestras que permita calibrar los resultados del CPTU y DMT.
 - Los parámetros de resistencia en términos de tensiones efectivas obtenidos de las pruebas de campo, fluctúan entre 30° y 42° , que parecen razonables frente a los 36° , obtenidos en pruebas de laboratorio. La diferencia puede deberse al contenido de finos de la arena, edad del depósito, estado inicial de tensiones, estructura de la muestra inalterada, etc.
 - La arena de Tumaco se caracteriza por la angulosidad en sus partículas lo cual se manifiesta en un comportamiento dilatante ante bajas presiones de confinamiento en condición drenada y no drenada. Para estos casos en particular es indudable la gran influencia que ejerce la forma de los granos sobre el comportamiento de la arena.
 - Los ensayos triaxiales drenados sobre la arena de Tumaco, muestran que la energía requerida para movilizar la resistencia máxima está asociada al potencial de dilatancia en el estado inicial (ángulo de fricción en el pico de 35° - 37° versus un ángulo crítico de 30°). Adicionalmente, al dibujar el ángulo de fricción versus el parámetro de estado, se encuentra que el comportamiento dilatante de la arena de Tumaco cae dentro del intervalo de valores propuesto por Been y Jefferies [Been & Jefferies, 1985].
 - El parámetro o índice del estado de una arena ([Been & Jefferies, 1985],[Been et al., 1991]), parece ser un parámetro adecuado para caracterizar el comportamiento drenado y no drenado de un suelo, al involucrar al menos el efecto de la fricción y de la dilatancia en las propiedades

esfuerzo-deformación y resistencia, como una función del estado inicial en relación con el estado crítico. Para el caso particular de la arena de Tumaco, se encontró que el comportamiento de estos materiales se encuentra dentro de los rangos planteados por los anteriores autores

- Muchos de los métodos semi empíricos existentes en la actualidad para evaluar licuación están basados en la observación de casos donde se ha presentado licuación antes que en el estudio del mecanismo que involucra el proceso de licuación. Estos resultados de campo corresponden a observaciones hechas “después del evento”, con las cuales se desarrollan cartas que relacionan los valores de SPT, DMT y CPTU con la relación de tensiones requerida para causar licuación. Desafortunadamente, estos métodos semi empíricos presentan dos grandes limitaciones: en primer lugar, la relación de esfuerzos requerida para causar licuación depende de la fábrica, es decir de alguna manera se deberá incluir la anisotropía (la que no es fácil de determinar en depósitos arenosos). En segundo lugar, el porcentaje de finos no es claro en los análisis convencionales, ya que un aumento en el contenido de finos conlleva a una disminución en la susceptibilidad a la licuación. Se han encontrado sectores donde los métodos semi empíricos predicen licuación y esta no se ha presentado. Por tal motivo, estas cartas deberán de ser utilizadas con cuidado al evaluar licuación, teniendo presente aspectos tales como la mineralogía, fábrica, porosidad forma de las partículas, las cuales no son tenidas en cuenta en los métodos semi empíricos. Finalmente, de la comparación de los tres métodos semi-empíricos en Tumaco se concluye:
 - Aunque los tres métodos se analizaron para las mismas condiciones del subsuelo, es innegable que la prueba DMT, es la que mayor dispersión presenta con relación al CPTU (tomando como patrón la prueba CPTU). Esto es debido a que la metodología propuesta para el DMT, no tiene en cuenta el contenido de finos, el cual afecta la susceptibilidad a la licuación, y además la base de datos utilizada por el DMT, es relativamente pequeña, motivo por el cual la curva CRR es motivo de investigaciones adicionales.
 - El SPT al igual que el DMT presenta una dispersión importante, sobre todo en los ocho primeros metros, donde da lo contrario del CPTU. Entre 10 y 13 metros los resultados son similares.
 - Si lo que se pretende es evaluar licuación por métodos semi-empíricos, recomendamos utilizar las correlaciones desarrolladas para el CPTU ([Youd et al., 2001],[Juang et al., 2003]). Los resultados de esta prueba son los que mejor correlacionan con el modelo acoplado.
- La mayor parte de los modelos numéricos han sido validados en pruebas con centrífuga, donde las condiciones de laboratorio permiten hacer un control riguroso sobre los diferentes parámetros del suelo. Desafortunadamente, las condiciones con las que no encontramos en el campo difieren bastante de las condiciones ideales de laboratorio. Aspectos tales como la fábrica, historia de tensiones, estado inicial de tensiones, anisotropía, presencia de capas de material fino, bolsas de material fino y las condiciones de borde complican bastante el nivel predictivo de los modelos numéricos. Para el caso de Tumaco, fue posible llevar a cabo un plan de ensayos de laboratorio bastante riguroso, complementado con pruebas de laboratorio detalladas que permitió tener rango de valores de los diferentes parámetros geomecánicos. Desafortunadamente, después de nueve años no se ha presentado un registro importante que permita validar el nivel predictivo de la formulación $u - p$, para este caso en particular.

- La comparación realizada entre las diversas formulaciones numéricas existentes para estudiar el fenómeno de licuación, implicó un intenso plan de investigación del subsuelo mediante diferentes pruebas *in situ*, las cuales fueron complementadas con una gran cantidad de pruebas de laboratorio, entre las que se destacan ensayos triaxiales estáticos y dinámicos. En este orden de ideas, fue posible utilizar diferentes programas de diferencias finitas y de elementos finitos. De la investigación adelantada se concluye lo siguiente:
 - Los análisis desacoplados en tensiones totales, en zonas donde existan depósitos de suelos granulares, potencialmente licuables, es necesario mirarlos con precaución, ya que estos análisis no tienen en cuenta los excesos de presión de poros generados por las cargas sísmicas. Esto se manifiesta en la curva de amortiguamiento donde se observa una caída de la relación de amortiguamiento producto de la licuación del depósito arenoso. Al no tener en cuenta el efecto del agua en la ecuación de onda y en la ecuación de momento, encontramos que tanto la aceleración espectral como el periodo son muy diferentes en el análisis desacoplado y acoplado.
 - El modelo semi-acoplado utilizado (FLAC3D), en general predice que solamente los dos estratos más profundos se licuarán, pero con el agravante que esta licuación de los estratos no se manifiesta en la ecuación de momento, lo que genera altas aceleraciones en superficie, y por tanto los espectros de respuesta son muy altos.
 - Los resultados más confiables se obtuvieron con la formulación acoplada. Sin embargo, en todos los análisis se intentó reproducir un caso ya sucedido (sismo de 1979), y en los otros dos se escaló el acelerograma a 0.2g y 0.25g (sismo de 1997). Aunque los resultados obtenidos son bastante lógicos y concuerdan con lo obtenido con el CPTU, solamente un caso real donde se generen importantes incrementos en presión de poros, permitirá calibrar el modelo propuesto en la presente investigación. El fenómeno igualmente, es muy complejo, ya que aspectos tales como densidad relativa, historia de tensiones, anisotropía, estado inicial de tensiones, afectan de manera ostensible los resultados. La obtención de algunos de estos parámetros es muy difícil, razón por la cual un buen modelamiento es posible si el modelo numérico está acompañado tanto de pruebas de campo como de laboratorio que disminuyan el nivel de incertidumbre de las condiciones del subsuelo.
- Una de las principales limitantes con que se cuenta tanto en la formulación acoplada, como semi-acoplada, es la condición de contorno impuesta para el material ubicado sobre el nivel freático. En general se asume, que el material está seco, y no está muy claro el comportamiento de este suelo parcialmente saturado ante cargas dinámicas. Se ha realizado algunas aproximaciones, como la propuesta por Xie [Xie, 1990], para la parte no saturada, pero realmente, en la actualidad no se cuenta con una ecuación constitutiva que permita predecir el comportamiento de un suelo parcialmente saturado ante cargas dinámicas. Esta creemos es una importante línea de investigación, que requerirá de mucho trabajo de laboratorio.
- Uno de los aspectos que es necesario investigar corresponde al flujo en la zona no saturada que se produce hacia la superficie del terreno, una vez se licua el depósito de arena. En numerosos sitios y a raíz de un sismo, se han presentado manifestaciones superficiales de un exceso de presión de poros en estratos de materiales granulares sueltos y parcialmente saturados. Estas manifestaciones ocurren en forma de volcanes de arena, grietas en la superficie, y se presentan después del temblor.

Existen casos reportados en la literatura como el de Niigata en Japón, donde menciona que los chorros de arena se mantuvieron durante 20 minutos después de finalizado el temblor [Ambraseys & Sarma, 1969]. En la literatura solamente se cuenta con la solución analítica propuesta por Alberro [Alberro & Hernández, 2002], para predecir el comportamiento post-sismo de depósitos granulares. Numéricamente el problema es muy complejo, difícil de modelar, ya que por un lado restringimos las presiones de poros a cero, lo cual limita cualquier posibilidad de flujo hacia las capas superiores, y por otro lado, tenemos una arena parcialmente saturada, cuyo comportamiento no puede ser modelado con el modelo Pastor-Zienkiewicz, ni tampoco como material elástico.

- Un aspecto que es de suma importancia abordar es el efecto tridimensional sobre el fenómeno de licuación. En general los análisis comúnmente realizados son unidimensionales o bidimensionales por ser más sencillos y requerir menor tiempo de cómputo. Se han realizado algunos intentos por analizar el efecto de cargas multidireccionales MDL (Multi-directional loading). El primer trabajo teórico desarrollado sobre este tema fue llevado a cabo por Ghaboussi [Ghaboussi & Dikmen, 1981], utilizando la formulación u-U. Posteriormente Zienkiewicz y Chan [Zienkiewicz et al., 1999], realizan simulaciones sobre el sismo de Hyogoken-Nanbu que tuvo lugar en Kobe en 1995, específicamente en el sector de Port Island, donde se contaba con un arreglo de acelerógrafos ubicados a profundidades de 83.8 m, 32.8 m, 16.8 m y en superficie. Los autores realizan análisis tridimensionales y concluyen que la componente vertical induce básicamente ondas de compresión en el agua que no afectan la respuesta del esqueleto sólido. Desafortunadamente la instrumentación instalada en Port Island no contaba con piezómetros que pudieran corroborar el anterior resultado, el cual fue obtenido a partir de análisis utilizando formulación acoplada. Lo anterior implica la necesidad de utilizar modelos numéricos 3D, aplicados a casos reales debidamente instrumentados.
- Finalmente, acogemos la solicitud de Youd [Youd et al., 2001], en el sentido de incrementar el número de sitios instrumentados para determinar licuación. Desafortunadamente, existen muy pocos sitios como el de Tumaco instrumentados a nivel mundial y la validación de un modelo numérico está en un caso real como este.

Bibliografía

- [AIS300, 1996] AIS300, C. (1996). *Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia*. Technical report, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Ingeominas y Uniandes, Bogotá, Colombia.
- [Akiyoshi et al., 1996] Akiyoshi, T., Fang, H., Fuchida, K., & Matsumoto, H. (1996). A non-linear seismic response analysis method for saturated soil-structure system with absorbing boundary. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20, 307–329.
- [Akiyoshi et al., 1994] Akiyoshi, T., Fuchida, K., & Fang, L. (1994). Absorbing boundary conditions for dynamic analysis of fluid-saturated porous media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13 No 6, 387–397.
- [Alarcon-Guzman, 1986] Alarcon-Guzman, A. (1986). *Cyclic Stress-Strain and Liquefaction Characteristics of Sands*. PhD thesis, Purdue University.
- [Alarcon-Guzmán et al., 1986] Alarcon-Guzmán, A., Chameau, J., & Leonards, G. (1986). A new apparatus for investigating the stress-strain characteristics of sands. *Geotechnical Testing Journal*, 9, Vol 4, 204–212.
- [Alarcon-Guzman et al., 1988] Alarcon-Guzman, A., Leonards, G., & Chameau, J. (1988). Undrained monotonic and cyclic strength of sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114,10, 1089–1109.
- [Alberro & Hernández, 2002] Alberro, J. & Hernández, R. (2002). *Comportamiento Post-Sismo de Estratos Granulares Suelos Y Saturados*. Technical Report 1549, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- [Ambraseys & Sarma, 1969] Ambraseys, N. & Sarma, S. (1969). Liquefaction of soils induced by earthquakes. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 51, 651–664.
- [Arulanandan et al., 1997] Arulanandan, K., Muraleetharan, K., & Yogachandran, C. (1997). Seismic response of soil deposits in San Francisco marina district. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 123, No 10, 965–974.
- [Ashmawy et al., 2003] Ashmawy, A., Sukumaran, & Hoang, V. (2003). Evaluation the influence of particle shape on liquefaction behavior using discrete element modelling. In *Annual International Society of Offshore and Polar Engineering Conference* (pp. 23–42). Hawaii, U.S.A.: pcw.
- [Association, 1990] Association, J. R. (1990). Specifications for highway bridges.
- [Babuska, 1971] Babuska, I. (1971). Error bounds for finite element methods. *Numerical Mathematics*, 16, 322–333.

- [Bahda et al., 1997] Bahda, F., Pastor, M., & Saiita, A. (1997). A double hardening model based on generalized plasticity and state parameters for cyclic loading of sands. In K. Pietruszczak & Pande (Eds.), *Numerical Models in Geomechanics* Rotterdam: Balkema.
- [Balasubramaniam & Chaudhry, 1978] Balasubramaniam, M. & Chaudhry, A. (1978). Deformation and Strength Characteristics of Soft Bangkok Clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(GT9), 1153–1167.
- [Baldi et al., 1981] Baldi, G., Belloti, R., Ghiona, V., Jamiolkowski, M., & Pasqualini, E. (1981). Cone resistance of a dry medium sand. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm*, 2, 427–432.
- [Baldi et al., 1988] Baldi, G., Belloti, R. Aand Ghionna, V., & Jamiolkowski, M. (1988). Stiffness of sands from CPT, SPT and DTM. *Proceeding Penetration testing in the U.K. Univ. of Birmingham.*, (42), 299–305.
- [Baldi et al., 1986] Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., & Pasqualini, E. (1986). Interpretation of CPTs and CPTUs; 2nd part: Drained penetration of sands. In *Proceeding of the Fourth International Geotechnical Seminar* (pp. 145–156). Singapore: Seminar.
- [Bardet et al., 2000] Bardet, J., Ichi, K., & Lin, C. (2000). *EERA - A Computer Program for Equivalent - Linear Earthquake Site Response Analysis of Layered Soil Deposits*. Technical report, University of Southern California, Department of Civil Engineering, U.S.A., California, U.S.A.
- [Bardet & Sayed, 1993] Bardet, J. P. & Sayed, H. (1993). Velocity and attenuation of compressional waves in nearly saturated soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 12, 391–401.
- [Battaglio et al., 1986] Battaglio, M., Bruzzi, D., Jamiolkowski, D., & Lancellota, R. (1986). Interpretation of CPPTs and CPTUs. In N. T. Institute (Ed.), *Proceeding of the 4th International Geotechnical Seminar* (pp. 129–143). Singapore: I.G.S.
- [Bazant & Celep, 1982] Bazant, Z. & Celep, Z. (1982). Spurious reflection of elastic waves in nonuniform meshes of constant and linear strain finite elements. *Computational Structures*, 15, 451–459.
- [Beck & Ruff, 1984] Beck, S. & Ruff, L. J. (1984). The rupture process of the great 1979 Colombia earthquake: Evidence for the asperity model. *Geophysics*, 89(89), 9281–9291.
- [Been et al., 1986] Been, K., Crooks, J., Becker, D., & Jefferies, M. (1986). The cone penetration test in sands. part 1, state parameter interpretation. *Geotechnique*, 36(2), 239–249.
- [Been & Jefferies, 1985] Been, K. & Jefferies, M. (1985). A state parameter for sands. *Geotechnique*, 35(2), 99–112.
- [Been et al., 1987] Been, K., Jefferies, M., Crooks, H., & Rothenburg, L. (1987). The cone interpretation test in sands: Part 2. general influence of state. *Geotechnique*, 37(3), 285–299.
- [Been et al., 1991] Been, K., Jefferies, M., & Hachey, J. (1991). The critical state of sands. *Geotechnique*, 41, 365–381.
- [Beresnev & Atkinson, 1997] Beresnev, I. & Atkinson, G. (1997). Modelling finite fault radiation from the wn spectrum. *Bulletin of Seismological Society of America*, 87(87), 67–84.

- [Bettes, 1992] Bettes, P. (1992). *Infinite Elements*. Great Britain: Penshaw Press.
- [Bianchini & Puccini, 1988] Bianchini, G. & Puccini, P. (1988). Response to the questionnaire. In E. Saada & G. Bianchini (Eds.), *Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils* (pp. 63–80). Rotterdam: Balkema.
- [Biot, 1941] Biot, M. A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. *Journal Applied Physics*, 12, 155–164.
- [Biot, 1956] Biot, M. N. (1956). Theory of propagation of elastic waves in a fluid saturated porous solid i. low frequency range. *Journal of the Acoustic Society of America*, 28 No 2, 168–178.
- [Blázquez et al., 1980] Blázquez, R., Krizek, R., & Banzant, Z. (1980). Site factors controlling liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, (pp. 785–801).
- [Blázquez & López-Querol, 2006] Blázquez, R. & López-Querol, S. (2006). Generalized densification law for dry sand subjected to dynamic loading. *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, (pp. 888–898).
- [Bolton & Wilson, 1990] Bolton, M. D. & Wilson, M. (1990). Soil stiffness and damping. In Kratzig (Ed.), *Structural Dynamics* (pp. 209–216). Rotterdam: Balkema.
- [Borja & Lee, 1990] Borja, R. & Lee, S. (1990). Camclay plasticity, part i: Implicit integration of constitutive relations. *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, 78, 49–72.
- [Bouckovalas et al., 1986] Bouckovalas, G., Marr, W., & Christian, J. (1986). Analyzing permanent drift due to cyclic loads. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112 No 7, 579–593.
- [Bransby & Soga, 1996] Bransby, M. & Soga, K. (1996). *Resonant Column Test on Sands with Different Viscosity Pore Fluids*. Technical report, Cambridge University Engineering Department.
- [Brebbia, 1980] Brebbia, C. A. (1980). *The Boundary Element Method for Engineers*. London: Pentech Press.
- [Brezzi & Pitkaranta, 1984] Brezzi, F. & Pitkaranta, J. (1984). On the stabilization of finite element approximations of the stokes problem. *Efficient solutions of elliptic problems, notes on numerical fluid mechanics*, (pp. 11–19).
- [Byrne, 1991] Byrne, P. (1991). A cyclic shear-volume coupling and pore-pressure model for sand. In *Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics* (pp. 47–55). At. Louis, Missouri, USA.
- [Carter et al., 1982] Carter, J. P., Booker, J. R., & Wroth, C. P. (1982). A critical state model for cyclic loading. In Pande & Zienkiewicz (Eds.), *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads* (pp. 219–252). Chichester: Wiley.
- [Casagrande, 1975] Casagrande, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review. In S.A.G. (Ed.), *Fifth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (pp. 79–133). Buenos Aires, Argentina: S.A.G.
- [Castro, 1969] Castro, G. (1969). *Liquefaction of Sand*. PhD thesis, Harvard University.
- [Castro, 1975] Castro, G. (1975). Liquefaction and cyclic mobility of sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 102 GT6, 551–569.

- [Castro & Poulos, 1977] Castro, G. & Poulos, S. (1977). Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103, 501–505.
- [Celep & Bazant, 1983] Celep, Z. & Bazant, Z. (1983). Spurious reflection of elastic waves due to gradually changing finite element size. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19, 631–646.
- [Chan, 1988] Chan, A. H. (1988). *A Unified Finite Element Solution to Static and Dynamic Geomechanics Problems*. PhD thesis, University College of Swansea.
- [Chang, 1979] Chang, C. T. (1979). *Nonlinear Response of Earth Dams and Foundations in Earthquakes*. PhD thesis, University College of Swansea.
- [Cho et al., 2002] Cho, G., Dodds, J., & Santamarina, J. (2002). Particle shape effects on packing density, stiffness and strength - natural and crushed sands. *Internal Report -Georgia Institute of Technology*, (pp. 1–32).
- [Claerbout & Johnson, 1971] Claerbout, J. & Johnson, A. (1971). Extrapolation of time dependent waveforms along their path of propagation. *Geophysics Journal*, 26, 285–295.
- [Clayton & Enquist, 1977] Clayton, R. & Enquist, B. (1977). Absorbing boundary conditions for acoustic and elastic wave equations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 67 No 6, 1529–1540.
- [Codina, 1992] Codina, R. (1992). *A Finite Element Model for Incompressible Flow Problems*. PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona-Spain.
- [Codina, 2001] Codina, R. (2001). Pressure stability in fractional step finite element methods for incompressible flows. *Journal of Computational Physics*, 170, 112–140.
- [Codina & Blasco, 2000] Codina, R. & Blasco, J. (2000). Stabilized finite element method for the transient navier-stokes equations based on a pressure gradient projection. *Computer Methods in Applied Mechanics Engineering*, 182, 277–300.
- [Codina & Soto, 1997] Codina, R. & Soto, O. (1997). Finite element solution of the Stokes problem with dominating coriolis force. *Comp. Math. Appl. Mech. Eng.*, (pp. 215–234).
- [Cohen & Jennings, 1983] Cohen, M. & Jennings, P. (1983). Silent boundary condition for transient analysis. In T. Belytschko & T. Hughes (Eds.), *Computational Methods for Transient Analysis* (pp. 301–360).: Elsevier.
- [Cubrinovski & Ishihara, 1999] Cubrinovski, M. & Ishihara, K. (1999). Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils. *Soils and Foundations.*, 39(5), 61–71.
- [Cudmani, 2004] Cudmani, R. (2004). Aspectos fundamentales del comportamiento de suelos desde una perspectiva histórica y su modelación a través de relaciones constitutivas hipoplásticas. In *X Congreso Colombiano de Geotecnia Paipa*, Colombia: S.C.G.
- [Cuéllar et al., 1977] Cuéllar, V., Silver, M., Krizek, R., & Bazant, Z. (1977). Densification and hysteresis of sand under cyclic shear. *J. of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 103(5), 399–416.
- [Cunnig et al., 1995] Cunnig, J., Robertson, P., & Sego, D. (1995). Shear wave velocity to evaluate in situ state of cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal.*, 32, 848–858.

- [Dafalias, 1994] Dafalias, Y. F. (1994). Overview of constitutive models used in VELACS. In Arulanandan & Scott (Eds.), *Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction* (pp. 1293–1304). Rotterdam: A. A. Balkema.
- [Darve & Dendani, 1988] Darve, F. & Dendani, H. (1988). Different classes of constitutive equations and their characteristics. In Saada & Biachini (Eds.), *Proceedings of the International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils* (pp. 11–17). Rotterdam: Balkema.
- [Darve et al., 1988] Darve, F., Dendani, H., & Chau, B. (1988). An incrementally non-linear constitutive relation and its predictions. In Saada & Biachini (Eds.), *Proceeding of the International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils* (pp. 237–254). Rotterdam: Balkema.
- [Drucker & Prager, 1952] Drucker, D. C. & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis of limit design. *Q. Applied Mathematics*, 10, 157–164.
- [Duffy & Mindlin, 1957] Duffy, J. & Mindlin, R. (1957). Stress-strain relations and vibrations of granular medium. *Journal of Applied Mechanics*, 24, 585–590.
- [Dunham, 1954] Dunham, J. (1954). Pile foundations for buildings. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*.
- [Dunnicliff, 1980] Dunnicliff, J. (1980). *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*. Jhon Wiley.
- [Edil & Luh, 1978] Edil, T. & Luh, G. (1978). Dynamic modulus and damping relationships for sands. In *Earthquake Engineering and Soil Dynamics* (pp. 394–409).: Proceeding of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference.
- [Elgamal et al., 1996] Elgamal, A., Zeghal, M., & Parra, M. (1996). Liquefaction of reclaimed island in Kobe, japan. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 122,1, 39–49.
- [Ellis et al., 2000] Ellis, E., Soga, K., Bransby, M., & Sato, M. (2000). Resonant column testing of sands with different viscosity pore fluids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 126 No 1, 10–17.
- [Engquist & Majda, 1977] Engquist, B. & Majda, A. (1977). Absorbing boundary conditions for the numerical simulations of waves. *Mathematics of Computations*, 31, 629–651.
- [Eriksson et al., 1996] Eriksson, K., Estep, D., Hansbo, P., & Johnson, C. (1996). *Computational Differential Equations*. Cambridge University Press.
- [Eslaamizaad & Robertson, 1996] Eslaamizaad, S. & Robertson, R. (1996). Cone penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands. In *Proceeding of the 49th Canadian Geotechnical Conference* (pp. 55–63). St. John's, Newfoundland: C.G.S.
- [Fear & Robertson, 1995] Fear, C. & Robertson, P. (1995). Estimating the undrained strength of sand: A theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, 859–870.
- [Floring & Ivanov, 1973] Floring, V. & Ivanov, L. (1973). Liquefaction of saturated sandy soils. *Proc. 5Th Int. Conf. Soli Mech. Fnd. Engng, Paris, France*.
- [Foster et al., 1980] Foster, N., Richart, F., & Woods, R. (1980). Fluid wave propagation in saturated and nearly saturated sands. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106 No GT3, 235–254.

- [Franca & Stenberg, 1991] Franca, L. & Stenberg, R. (1991). Error analysis of some Galerkin least-squares methods for the elasticity equations. *SIAM J. Numer. Analysis*, 28, 1680–1697.
- [Frossard, 1979] Frossard, A. (1979). Effect of sand grain shape on interparticle friction; indirect measurements by rows stress dilatancy theory. *Geotechnique*, 29 No 3, 341–350.
- [Gajo, 1995] Gajo, A. (1995). Influence of viscous coupling in propagation of elastic waves in saturated soil. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121 No 9, 636–644.
- [Gajo et al., 1996] Gajo, A., Saetta, A., & Vitaliani, R. (1996). Silent boundary conditions for wave propagation in saturated porous media. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20, 253–273.
- [Ganendra & Potts, 1995] Ganendra, D. & Potts, D. (1995). Discussion on evaluation of constitutive model for overconsolidated clays. *Geotechnique*, 45(1), 169–173.
- [Gens, 1997] Gens, A. (1997). Métodos numéricos en ingeniería geotécnica. Ecuaciones Constitutivas - Apuntes de Clase. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona, España.
- [Gens & Potts, 1988] Gens, A. & Potts, D. (1988). Critical state model in computational geomechanics. *Engineering Computations*, 5, 178–197.
- [Ghaboussi & Wilson, 1972] Ghaboussi, J. & Wilson, E. (1972). Variational formulation of dynamics of fluid-saturated porous elastic solids. *Journal Engineering Mechanics Division*, 98, 947–963.
- [Ghaboussi & Dikmen, 1981] Ghaboussi, J. & Dikmen, S. (1981). Liquefaction analysis for multi-directional shaking. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107, GT5, 605–627.
- [Gibbs & Holtz, 1957] Gibbs, H. & Holtz, W. (1957). Research on determining the density of sands by spoon penetration test. *Proceedings 10th ICSMFE.*, 1, 35–39.
- [González & Yidi, 2001] González, H. & Yidi, C. (2001). Comportamiento estático y dinámico de la arena de Tumaco. Pontificia Universidad Javeriana - Tesis de Grado. Bogotá, Colombia.
- [Gonzalez et al., 2002] Gonzalez, L., Abdoun, T., & Sharp, M. (2002). Modelling of seismically induced liquefaction under high confining stress. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 2 No 3, 1–16.
- [Green, 1969] Green, A. E. (1969). On basic equations for mixtures. *Q. J. Mech. Appl. Math.* 22, (pp. 428–438).
- [Gudehus, 1996] Gudehus, G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and Foundations*, 36(1), 1–12.
- [Hanselman & Littlefield, 1997] Hanselman, D. & Littlefield, B. (1997). *Matlab The Language of Technical Computing*. Prentice Hall.
- [Hardin & Drnevich, 1972a] Hardin, B. & Drnevich, V. (1972a). Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98, No SM7, 667–692.
- [Hardin & Drnevich, 1972b] Hardin, B. & Drnevich, V. (1972b). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98, SM6, 603–624.

- [Hardin, 1965] Hardin, B. O. (1965). The nature of damping in sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 91, SM1, 63–97.
- [Hardin & Richart., 1963] Hardin, O. & Richart., F. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 89, SM1, 33–65.
- [Hartzell, 1978] Hartzell, S. (1978). Earthquake aftershocks as Green's functions. *Geophysics*, 5(5), 1–14.
- [Hatanaka & Uchida, 1996] Hatanaka, M. & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36(4), 1–9.
- [Herle & Gudehus, 1999] Herle, I. & Gudehus, G. (1999). Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies. *Mechanics of cohesive-frictional materials*, 4(5), 461–486.
- [Higdon, 1990] Higdon, R. (1990). Radiation boundary conditions for elastic wave propagation. *SIAM Journal Numerical Analysis*, 27 No 4, 831–870.
- [Hill, 1950] Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford (Clarendon Press).
- [Holzer et al., 1988] Holzer, T. T., Youd, & Hanks, T. (1988). Dynamic of liquefaction during the superstition hills earthquake (M=6.5) of november 14, 1987. *Post Presentation, ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soils Dynamics II*.
- [Houlsby & Hitchman, 1988] Houlsby, G. & Hitchman, R. (1988). Calibration chamber test of cone penetrometer in sand. *Geotechnique*, 38(1), 39–44.
- [Huang et al., 2001] Huang, M., Wu, S., & Zienkiewicz, O. (2001). Incompressible o nearly incompressible soil dynamic behavior-a new staggered algorithm to circumvent restrictions of mixed formulations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 169–179.
- [Hudson et al., 1994] Hudson, M., Idriss, I., & Beikae, M. (1994). *QUAD4M A Computer Program to Evaluate the Seismic Response of Soil Structures Using Finite Element Procedures and Incorporating a Compliant Base*. Technical report, University of California, Davis. USA.
- [Hughes et al., 1986] Hughes, T., Franca, L., & Balestra, M. (1986). A new finite element formulation for computational fluid dynamics: V. circunvecting the Babuska Brezzi condition: A stable Petrov-Galerkin formulation for the Stokes problem accomodating equal-order interpolations. *Computacional Methods Applied Mechanics Engineering*, 59, 85–99.
- [Hushmand et al., 1992] Hushmand, B., Scott, R., & Crouse, C. (1992). In-place calibration of USGS transducers at wildlife liquefaction site, california USA. In *10th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 1263–1268). Rotterdam, the Netherlands: Balkema.
- [Hushmnad et al., 1991] Hushmnad, B., Scott, R., & Crouse, C. (1991). In situ calibration of USGS piezometer installations. In S. Bathia & G. Blaney (Eds.), *Recent Advances in Instrumentations Data Acquisition and Testing in Soil Dynamics: Geotech. Special Publication* (pp. No29). New York: ASCE.
- [Idriss et al., 1973] Idriss, I., Lysmer, R., Hwang, R., & Seed, B. (1973). *QUAD4 - A Computer Program for Evaluating the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures*. Technical Report EERC 73-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. U.S.A.

- [Idriss & Sun, 1992] Idriss, I. & Sun, J. (1992). *Users Manual for SHAKE 91*. Technical report, Center for Geotechnical Engineering Modeling, Department of Civil Engineering, University of California, Davis. U.S.A.
- [Ishibashi & Zhang, 1993] Ishibashi, I. & Zhang, X. (1993). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand clay. *Soils and Foundations*, 33 No 1, 182–191.
- [Ishihara, 1968] Ishihara, K. (1968). Propagation of compressional waves in a saturated soil. In *Proceeding of the International Symposium of Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials* (pp. 195–206).: University of New Mexico, U.S.A.
- [Ishihara, 1970] Ishihara, K. (1970). Aproximate forms of wave equations for water-saturated porous materials and related dynamic modulus. *Soils and Foundations*, 10, No 4, 10–38.
- [Ishihara, 1993] Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquake. *Geotechnique*, 43(3), 351–415.
- [Ishihara, 1996] Ishihara, K. (1996). *Soil Behavior in Earthquake Geotechnics*. U.S.A.: Oxford University Press.
- [Ishihara & Okoda, 1982] Ishihara, K. & Okoda, S. (1982). Effects of large preshearing in cyclic behavior of sand. *Soils and Foundations*, 22, 109–125.
- [Ishihara et al., 1981] Ishihara, K., Shimuzo, K., & Yamada, Y. (1981). Pore water pressures measured in sand deposits during an earthquake. *Soils and Foundations*, 21, No 4, 851–860.
- [Itasca Consulting Group, 2002] Itasca Consulting Group, I. (2002). *FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. Version 2.1*. Minneapolis: Minnesota, USA.
- [Jamiolkowski et al., 1988] Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellota, R., & Pasqualini, E. (1988). New correlations of penetration test for design practice. *Proceeding ISOPT-1, Orlando*, 1, 263–296.
- [Jefferies & Davies, 1991] Jefferies, M. & Davies, M. (1991). Soil classification by the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 28(1), 173–176.
- [Juang et al., 1999] Juang, C., Rosowsky, D., & Tang, W. (1999). Reliability based method for assesing liquefaction potencial of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 125(8), 684–689.
- [Juang et al., 2003] Juang, H., Yuan, H., Lee, D., & Lin, P. (2003). Simplified cone penetration test-based method for evaluating liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 129(1), 66–80.
- [Kanamori & McNally, 1982] Kanamori, H. & McNally, K. (1982). Variable rupture mode of the subduction zone along the Ecuador-Colombia coast. *Bull. Seis. Soc. Am*, (72), 1241–1253.
- [Katyama et al., 1986] Katyama, I., Fuki, F., Goto, M., Makihara, Y., & Takimatsu, K. (1986). Comparison of dynamic deformation characteristic of dense sand between undisturbed and disturbed samples. *Proceeding of the 21th Annual Conference of JSSMFE*, (pp. 583–588).
- [Kayen et al., 1992] Kayen, R., Mitchel, J., Seed, R., Lodge, A., Nishio, S., & Coutinho, R. (1992). Evaluation of SPT-CPT and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using loma prieta data. *Proceeding 4th Japan-US workshop on Earthquake. Resistant design of life line fac. and countermeasures for soil liquefaction*, 1, 177–204.

- [Keefer, 1984] Keefer, D. (1984). Landslides caused by earthquakes. *Geological Society of America Bulletin*, 95 No 2, 406–421.
- [Khalili et al., 1997] Khalili, N., Valliappan, S., Tabatabaie, Y., & Yazdchi, M. (1997). 1 d infinite element for dynamic problems in saturated porous media. *Communications in numerical methods in engineering*, 13, 727–738.
- [Khalili et al., 1999] Khalili, N., Yazdchi, S., & Valliappan, S. (1999). Wave propagation analysis of two-phase saturated porous media using coupled finite-infinite element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18, 533–553.
- [Kishiba, 1970] Kishiba, H. (1970). Characteristics of liquefaction level sandy ground during the tokachiochi earthquake. *Soils and Foundations*, 10,2, 103–111.
- [Konrad, 1995] Konrad, J. (1995). In situ sand state from CPT: Evaluation of a unified approach at two CANLEX sites. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 120–130.
- [Kovacs & Salomone, 1982] Kovacs, W. & Salomone, L. (1982). SPT hammer energy measurement. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108 No GT4, 599–620.
- [Krumbein & Sloss, 1963] Krumbein, W. & Sloss, L. (1963). *Stratigraphy and Sedimentation*. San Francisco, U.S.A.: W. H. Freeman.
- [Kuhlemeyer & Lysmer, 1973] Kuhlemeyer, R. & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 99 No SM5, 421–427.
- [Kulhawy, 1977] Kulhawy, F. (1977). Embankments and excavations. In C. Desai & J. Christian (Eds.), *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* chapter 16, (pp. 528–555). U.S.A.: McGraw-Hill.
- [Kulhawy & Mayne, 1990] Kulhawy, F. & Mayne, P. (1990). *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*. Electric Power Research Institute, EPRI.
- [Larsson & Mulabbic, 1991] Larsson, R. & Mulabbic, M. (1991). *Piezcone Test in Clay*. Technical Report 42, Swedish Geotechnical Institute.
- [Ledesma, 1997] Ledesma, A. (1997). Métodos numéricos en geotecnia - apuntes de clase. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.
- [Ledesma, 1998] Ledesma, A. (1998). Analytical solutions of dynamic response for elastic soil-pore fluid interaction problems. *Private Communication, Universitat Politecnica de Catalunya. Barcelona, España*.
- [Ledesma & Lloret, 1997] Ledesma, A. & Lloret, T. (1997). Dinámica de suelos y cimentaciones. Notas de Clase. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- [Lee & Seed, 1967] Lee, K. & Seed, H. (1967). Cyclic stress conditions causing liquefaction of sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93(SM1), 47–70.
- [Lee & Finn, 1975] Lee, M. & Finn, W. (1975). *DESRA - Program for the Dynamic Effective Stress Response Analysis of Soil Deposites, Including Liquefaction Evaluation*. Technical Report 36, Soil Mechanics Series. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

- [Leroueil, 1997] Leroueil, S. (1997). Critical state soil mechanics and the behavior of real soils. In *Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*: Rio de Janeiro - Brazil.
- [Leung, 1984] Leung, K. (1984). *Earthquake Response of Saturated Soil*. PhD thesis, University of Wales.
- [Liao et al., 1988] Liao, S., Vneziano, D., & Whitman, R. (1988). Regression models for evaluating liquefaction probability. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 114(4), 389–411.
- [Lohner, 2001] Lohner, R. (2001). *Applied CFD Techniques*. John Wiley Sons.
- [López-Querol & Blázquez, 2006] López-Querol, S. & Blázquez, R. (2006). Liquefaction and cyclic mobility model for saturated granular media. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, (pp. 413–439).
- [Lunne & Christophersen, 1983] Lunne, T. & Christophersen, H. (1983). Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. In *Proceedings of the Offshore Technology Conference*, number Papes No 4464 (pp. paper No 4464). Texas, U.S.A.: Richardson.
- [Lunne et al., 1997] Lunne, T., Robertson, P., & Powell, J. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. London, Great Britain: E F N SPON.
- [Lysmer & Kuhlmeyer, 1969] Lysmer, J. & Kuhlmeyer, R. L. (1969). Finite dynamic model for infinite media. *Journal Engineering Mechanics Division, ASME*, 95, 859–877.
- [Lysmer et al., 1974] Lysmer, J., Ukada, T., Seed, B., & Hwang, R. (1974). *LUSH - A Computer Program for Complex Response*. Technical Report EERC 74 - 7, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Davis. U.S.A.
- [Lysmer et al., 1975] Lysmer, J., Ukada, T., Tsai, C., & Seed, B. (1975). *FLUSH - A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil - Structure Interaction Problems*. Technical Report EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, U.S.A.
- [Maher et al., 1994] Maher, M., Ro, K., & Welsh, J. (1994). High strain dynamic modulus and damping of chemically grouted sand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13, 131–138.
- [Marchetti, 1975] Marchetti, S. (1975). A new in situ test for the measurement of horizontal soil deformability. In *Proceedings Conference on in Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Specialty Conference*, volume 2 (pp. 255–259). U.S.A.: Raleigh, N.
- [Marchetti, 1980] Marchetti, S. (1980). In situ test by flat dilatometer. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106(GT3), 299–321.
- [Marchetti, 1982] Marchetti, S. (1982). Detection of liquefiable sand layers by means of quasi-static penetration test. In *Proceedings on the 2th European Symposium on Penetration Testing*, volume 2 (pp. 689–695). Amsterdam: ESOPT II.
- [Marchetti, 1997] Marchetti, S. (1997). The flat dilatometer design applications. keynote lecture. In C. University (Ed.), *Third Geotechnical Engineering Conference* (pp.26). Cayro: Cayro University.
- [Marchetti, 1999] Marchetti, S. (1999). The flat dilatometer (DTM) and its applications to geotechnical design. In J. G. Society (Ed.), *International Seminar on DMT* (pp.90). Tokio: Japanese Geotechnical Society.

- [Marchetti & Cropps, 1981] Marchetti, S. & Cropps, D. (1981). *Flat Dilatometer Manual*. Technical report, G.P.E. Inc. Gainesville, FL.
- [Marchetti et al., 2001] Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., & Calabrese, M. (2001). The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. A report by the ISSMGE committee TC16. In *Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. On In Situ Measurement of Soil Properties* (pp.44).
- [Martin et al., 1975] Martin, G., Finn, W., & Seed, H. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering. ASCE*, 101 GT5, 423–438.
- [Meyerhoff, 1957] Meyerhoff, G. (1957). Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *Proceeding tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, 110–125.
- [Mindlin & Deresiewicz, 1953] Mindlin, R. D. & Deresiewicz, H. (1953). Elastic spheres in contact under varying oblique forces. *Journal of Applied Mechanics, ASME*, 75, 327–344.
- [Mira, 2001] Mira, P. (2001). *Analisis Por Elementos Finitos de Problemas de Rotura de Geomateriales*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Madrid.
- [Mitchell, 1993] Mitchell, J. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley Sons.
- [Mitchell & Gardner, 1975] Mitchell, J. & Gardner, W. (1975). In situ measurement of volume change characteristics. State of the art report. *Proceeding Specialty Conference of the Geotechnical Division, North Caroline State University*.
- [Modaressi, 1997] Modaressi, H. (1997). Absorbing boundaries for one and two phase transient dynamics numerical analysis. In R. Chambon (Ed.), *Dynamic Modelling of Geomaterials* (pp. 1–44).: 9th European Autumn School.
- [Modaressi & Benzenatti, 1994] Modaressi, H. & Benzenatti, I. (1994). Paraxial approximation for poroelastic media. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 13 No 6, 117–129.
- [Monaco et al., 2005] Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G., & Calabrese, M. (2005). *Sand Liquefiability Assessment by Flat Dilatometer Test (DMT)*. Technical report, Flat Dilatometer (DMT), Home Page, Downloadable papers.
- [Mori et al., 1978] Mori, K., Seed, B., & Chan, C. (1978). Influence of sample disturbance on sand response to cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, (pp. 323–339).
- [Mroz & Zienkiewicz, 1981] Mroz, Z. & Zienkiewicz, O. (1981). An anisotropic critical state model for soils subject to cyclic loading. *Geotechnique*, 31, 451–469.
- [Mulilis et al., 1977] Mulilis, P., Seed, B., Chan, C., Mitchel, J., & Arvlamandon, K. (1977). Effects of sample preparation on sand liquefaction. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT2), 91–108.
- [Muñoz & Bermúdez, 2001] Muñoz, C. F. & Bermúdez, A. M. L. (2001). Algunos aspectos importantes para el desarrollo del plan nacional de prevención, alerta y atención contra tsunamis en Tumaco. *Comunicación Interna Subdirección de Amenazas Geoambientales INGEOMINAS*, (pp. 5–10).
- [Nacional, 1999] Nacional, R. S. (1999). *Actualización Catálogo de Sismos de Colombia Para Estudios de Amenaza Sísmica 1566-1998*. Technical report, INGEOMINAS.

- [Nakagawa et al., 1997] Nakagawa, K., Soga, K., & Mitchell, J. (1997). Observation of Biot compressional wave of the second kind in granular soils. *Géotechnique*, 47 No 1, 133–147.
- [Newmark, 1959] Newmark, N. M. (1959). A method of computation for structural dynamics. *Proc. Am. Soc. Civ. Engrs.* 8, (pp. 67–94).
- [Niemunis, 2003] Niemunis, A. (2003). *Extended Hypoplastic Models for Soils*. Technical Report 34, Politechnika Gdanska.
- [Nova & Wood, 1979] Nova, R. & Wood, R. (1979). A constitutive model for sand. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 3, 255–278.
- [Ohsaki, 1966] Ohsaki, Y. (1966). Niigata earthquakes, 1964 building damage and condition. *Soils and Foundations*, 6:2, 14–37.
- [Ojeda, 2002] Ojeda, A. (2002). *Evaluación de la Amenaza Sísmica En Tumaco*. Technical Report 12, Ingeominas. Bogotá, Colombia.
- [Ojeda & Ottemöller, 2002] Ojeda, A. & Ottemöller, L. (2002). QLg tomography in Colombia. *Physics of the Earth and Planetary Interiors*, (130), 253–270.
- [Oshaki, 1970] Oshaki, Y. (1970). Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki earthquake. *Soils and Foundations*, 10,2, 112–128.
- [OSSO, 1979] OSSO (1979). *Evaluación de Daños Por el Sismo de 1979*. Technical report, Observatorio Sismológico del Sur Occidente.
- [Pande & Zienkiewicz, 1982] Pande, G. & Zienkiewicz, O., Eds. (1982). *Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*, Chichester and New York. John Wiley and Sons.
- [Paris & Romero, 1994] Paris, G. & Romero, T. (1994). *Fallas Activas En Colombia*. Technical report, Ingeominas.
- [Pastor et al., 1997] Pastor, M., Li, T., & Fernandez, J. A. (1997). Stabilized finite elements for harmonic soil dynamics problems near the undrained-incompressible limit. In R. Chambon (Ed.), *Dynamic Modelling of Geomaterials* (pp. 1–25): 9th European Autumn School.
- [Pastor et al., 1988] Pastor, M., Zienkiewicz, O., & Chan, A. (1988). Generalized plasticity model for three dimensional sand behavior. In A. Saada & G. Bianchini (Eds.), *Proceeding of the International Workshop on Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils* (pp. 535–549). Rotterdam: Balkema.
- [Pastor et al., 1990] Pastor, M., Zienkiewicz, O., & Chan, A. (1990). Generalized plasticity and the modelling of soil behavior. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 14, 151–190.
- [Pastor et al., 1987] Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., & A., C. (1987). *Generalized Plasticity Model for Three Dimensional Sand Behaviour*. Technical Report 596, Institute for Numerical Methods in Engineering, Department of Civil Engineering, University College of Swansea.
- [Pastor et al., 1985] Pastor, M., Zienkiewicz, O. C., & Leung, K. H. (1985). Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II. non-associated models for sands. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9, 477–498.
- [Paterson, 1956] Paterson, N. R. (1956). Seismic wave propagation in porous granular media. *Geophysics*, 21, 691–714.

- [Peck & Hanson, 1953] Peck, R. & Hanson, W. (1953). *Foundation Engineering*. John Wiley Sons.
- [Pestana & Whittle, 1995] Pestana, J. & Whittle, A. (1995). Compression model for cohesionless soils. *Geotechnique*, 45(4), 611–631.
- [Philippacopoulos, 1988] Philippacopoulos, A. (1988). Lambs problem for fluid-saturated porous media. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 78 No 2, 908–923.
- [Pintado, 2002] Pintado, X. (2002). *Caracterización Del Comportamiento Termo-Hidro-Mecánico de Arcillas Expansivas*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Cataluña.
- [Potts & Zdravkovic, 1999] Potts, D. & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering, Theory*. Thomas Telford.
- [Poulos et al., 1985] Poulos, G. S., Castro, & France, J. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111,6, 772–791.
- [Poulos, 1981] Poulos, S. (1981). The steady state of deformation. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT), 553–562.
- [Prevost, 1985] Prevost, J. (1985). Wave propagation in fluid-saturated porous media. an efficient finite element procedure. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 4 No 4, 183–202.
- [Ramirez, 1975] Ramirez, J. E. (1975). *Historia de los Terremotos en Colombia*. IGAC.
- [Reyna & Chameau, 1991] Reyna, F. & Chameau, J. (1991). Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley. In *Proc. 2nd Int. Conf. On Recent Advances in Geot. Earthquake Engrg. and Soil Dyn* (pp. 385–392).
- [Rix & Stokoe, 1992] Rix, G. & Stokoe, K. (1992). Correlation of initial tangent modulus and cone resistance. In *Proceeding of the International Symposium on Calibration Chamber Testing* (pp. 351–362). New York: Elsevier.
- [Robertson et al., 1992] Robertson, D. P., Woeller, & Finn, W. (1992). Seismic cone penetration test for evaluation liquefaction potencial under seismic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 686–695.
- [Robertson, 1990] Robertson, P. (1990). Soil classification using CPT. *Canadian Geotechnical Journal*, 27(1), 151–158.
- [Robertson & Campanella, 1983] Robertson, P. & Campanella, R. (1983). Interpretation of cone penetration test. part 1. *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 718–733.
- [Robertson & Campanella, 1986] Robertson, P. & Campanella, R. (1986). Liquefaction potential of sands using the CPT. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(3), 384–403.
- [Robertson & Fear, 1995] Robertson, P. & Fear, C. (1995). Liquefaction of sands and its evaluation. IS TOKIO 95. In *First Internactional Conference on Eartquake Geotechnical Enginnering: Keynote Lecture*.
- [Robertson et al., 1995] Robertson, P., Sasitharan, S., Cunnig, I., & Sego, D. (1995). Shear wave velocity to evaluate flow liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE.*, 121(3), 262–273.
- [Robertson & Wride, 1998] Robertson, P. & Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potencial using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459.

- [Rollins et al., 1998] Rollins, K., Evans, M., Diehl, N., & Daily III, W. (1998). Shear modulus and damping relationships for gravels. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124 No 5, 396–405.
- [Roscoe & Schofield, 1958] Roscoe, H. & Schofield, A. N. (1958). On the yielding of soils. *Geotechnique*, 8, 22–52.
- [Roscoe & Burland, 1968] Roscoe, K. & Burland, J. (1968). On the generalised stress-strain behavior of wet clay. In C. U. Press. (Ed.), *Engineering Plasticity* (pp. 535–609). Cambridge University Press.
- [Ross et al., 1969] Ross, G., Seed, H., & Migliaccio, R. (1969). Bridge foundations in Alaska Earthquake. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASME*, 95 SM4, 1007–1036.
- [Rowe, 1969] Rowe, P. (1969). The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Geotechnique*, 19 No 1, 75–86.
- [Saad, 1996] Saad, Y. (1996). *Iterative Methods for Sparse Linear Systems*. Boston: PWS Publishing Company.
- [Santamarina, 2004] Santamarina, J. (2004). Soil behaviour: The role of particle shape. In R. J. Jardine (Ed.), *Advances in Geotechnical Engineering: Skempton Conference* (pp. 604–617). London: Thomas Telford.
- [Santamarina, 2001] Santamarina, J. C. (2001). *Soils and Waves*. Chichester, U. K.: John Wiley y Sons.
- [Schmertmann, 1982] Schmertmann, J. (1982). A method for determining the friction angle in sands from Marchetti Dilatometer test (DTM). *Proc. 2nd European Symp. on Penetration Testing.*, 2(ESOPT II, Amsterdam.), 853–861.
- [Schmertmann, 1983] Schmertmann, J. (1983). Revised procedure for calculating K_0 and ORC from DTM's with $ID > 1.2$ and with incorporates the penetration measurement to permit calculating the plane strain friction angle. *DTM Digest, GPE Inc.*, (1).
- [Schmertmann, 1977] Schmertmann, J. H. (1977). *Guidelines for CPT Performance and Design. Technical Report*. HDV 22, Federal Highway Administration.
- [Seed & Idriss, 1982] Seed, B. & Idriss, I. M. (1982). *Ground Motions and Soils Liquefaction During Earthquakes*. Technical report, Earthquake Engineering Research Institute.
- [Seed & Lee, 1966] Seed, B. & Lee, K. (1966). Liquefaction of saturated sands during cyclic loading. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 92(SM6), 105–134.
- [Seed et al., 1984a] Seed, B., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1984a). *The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations*. Technical Report 84, Earthquake Engineering Research Centre, University of California.
- [Seed et al., 1984b] Seed, B., Wong, R., Idriss, I., & Tokimatsu, K. (1984b). *Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils*. Technical Report UCB/EERC-84/14, Earthquake Engineering Research Center.
- [Seed et al., 1986] Seed, B., Wong, R., Idriss, I., & Tokimatsu, K. (1986). Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 112, No11, 1016–1032.

- [Seed & Idriss, 1971] Seed, H. & Idriss, M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(9), 1249–1273.
- [Seed, 1979] Seed, H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT2), 210–255.
- [Seed et al., 1975] Seed, H. B., Lee, K., Idriss, I., & Makdisi, F. (1975). The slides in the San Fernando dam during the earthquake of february 9, 1971. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101,GT7, 651–688.
- [Seed et al., 1983] Seed, I. B., Idriss, & Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal Geotechnical Eng. Division, ASCE*, 109,3, 458–479.
- [Shen, 1988] Shen, F. (1988). *Transmitting Boundary in Dynamic Computation*. PhD thesis, University College of Swansea.
- [Shipley et al., 1967] Shipley, S., Leistner, H., & Jones, R. (1967). Elastic wave propagation - a comparison between finite element predictions and exact solutions. In *International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials* (pp. 509–519). Albuquerque: University of New Mexico Press.
- [Siddharthan & Finn, 1982] Siddharthan, R. & Finn, W. (1982). *TARA2 - Two Dimensional Nonlinear, Static and Dynamic Response Analysis*. Technical Report 74, Soil dynamics Group, University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- [Simon et al., 1984] Simon, B., Zienkiewicz, O., & Paul, D. (1984). An analytical solution of the transient response of saturated porous elastic solids. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 8, 381–398.
- [Skempton, 1986] Skempton, A. (1986). Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure relative density, particles size ageing and overconsolidation. *Geotechnique*, 36(3), 425–447.
- [Skempton, 1954] Skempton, A. W. (1954). The pore-pressure coefficients A-B. *Geotechnique*, 4 No 4, 143–147.
- [Sladen, 1989] Sladen, J. (1989). Problems with interpretation of sands state from cone penetration test. *Geotechnique*, 39(2), 323–332.
- [Smith, 1994] Smith, I. M. (1994). An overview of numerical procedures used in the VELACS proyect. verification of numerical procedures for the analysis of soil liquefaction. In K. Arulanandan & R. Escott (Eds.), *Proceedings of the International Conference on the Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction* (pp. 1231–1340).: Balkema A. A.
- [Smith, 1974] Smith, W. (1974). A nonreflecting plane boundary for wave propagation problems. *Journal of Computational Physics*, 15, 492–503.
- [Soto, 2002] Soto, O. (2002). Estabilización de la convección y la incompresibilidad en elementos finitos. In *VI Congreso Colombiano de Elementos Finitos Y Modelamiento Numérico, Bogotá, Colombia*.
- [Soto & Codina, 1997] Soto, O. & Codina, R. (1997). Estabilización de la solución por elementos finitos de problemas de flujo incompresible con rotación, turbulencia, superficie libre y temperatura. *CIMNE Monograph*, (41).

- [Soto et al., 2002] Soto, O., Löhner, & Camelli, F. (2002). A linelet preconditioner for incompressible flow solvers. *International Journal of Numerical Methods for Heat and Fluid Flow*, 13 No 1, 133–147.
- [Soto et al., 2001] Soto, O., Löhner, J., Cebral, J., & Codina, R. (2001). A time-accurate implicit-monolithic finite element scheme for incompressible flow problems. In ECCOMAS (Ed.), *ECCOMAS Computational Fluid Dynamics Conference* (pp. 1–20).: European Community on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering.
- [Soto & Löhner, 2001] Soto, O. & Löhner, R. (2001). An implicit monolithic time accurate finite element scheme for incompressible flow problems. *AIAA*, (pp. 2001–2616).
- [Stamatopoulos et al., 1991] Stamatopoulos, C., Bouckolavas, G., & Whitman, R. (1991). Analytical prediction of earthquake induced permanent deformations. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 117, No 10, 1471–1491.
- [Stark & Olson, 1995] Stark, T. & Olson, S. (1995). Liquefaction resistance using CPT and field case histories. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 121(12), 856–869.
- [Swenson & Beck, 1996] Swenson, J. & Beck, S. (1996). Historical 1942 Ecuador and 1942 Peru subduction earthquakes, and earthquakes cycles along Colombia-Ecuador and Peru subduction segments. *PAGEOPH*, (146), 67–101.
- [Tanaka & Tanaka, 1998] Tanaka, H. & Tanaka, M. (1998). Characterization of sandy soils using CPT and DMT. *Soils and Foundations*, 38(3), 55–65.
- [Terzaghi, 1943] Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley Sons.
- [Tokimatsu, 1995] Tokimatsu, K. (1995). Geotechnical site characterization using surface waves. In *Proceeding First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* (pp. 1333–1368).: Balkema.
- [Vardoulakis & Beskos, 1986] Vardoulakis, I. & Beskos, B. (1986). Dynamic behavior of nearly saturated porous media. *Mechanics of Materials*, 5, 87–108.
- [Varela & Donovan, 1977] Varela, J. & Donovan, N. (1977). Soil liquefaction procedures - a review. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(GT6), 607–625.
- [Verdugo & Ishihara, 1990] Verdugo, R. & Ishihara, K. (1990). The steady state of sandy soils. *Soils and Foundations*, 36 No 2, 81–91.
- [Vila et al., 2001] Vila, A., Rodriguez-Ferrán, A., & Huerta, A. (2001). *Métodos Numéricos Avanzados*. Technical Report XII Curso de Máster en Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona, España.
- [Vucetic et al., 1998a] Vucetic, M., Lanzo, G., & Doroudian, M. (1998a). Damping at small strain in cyclic simple shear test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 24 No 7, 585–594.
- [Vucetic et al., 1998b] Vucetic, M., Lanzo, G., & Doroudian, M. (1998b). Effect of the shape of cyclic loading on damping ratio at small strains. *Soils and Foundations*, 38 No 1, 111–120.
- [White et al., 1977] White, W., Valliapan, S., & Lee, I. (1977). Unified boundary for finite dynamic models. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASME*, 8, 949–964.

- [Wood, 1996] Wood, D. (1996). *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press.
- [Wood, 1976] Wood, L. F. (1976). On the finite element solution of an exterior boundary value problem. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 10, 885–891.
- [Wroth, 1984] Wroth, C. (1984). The interpretation of in situ soil tests. *Geotechnique*, 34(4), 449–489.
- [Wroth, 1988] Wroth, C. (1988). Penetration testing a more rigorous approach to interpretation. *Proceeding of the International Symposium on Penetration Testing*, 1(ISOPT), 303–311.
- [Xie, 1990] Xie, Y. M. (1990). *Finite element solution and adaptative analysis for static and dynamics problems of saturated - unsaturated porous media*. PhD thesis, University College of Swansea.
- [Yoshimi et al., 1994] Yoshimi, Y., Tokimatsu, K., & Ohara, J. (1994). In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range. *Geotechnique*, 44, No 3, 479–494.
- [Youd & Holzer, 1994] Youd, L. & Holzer, T. (1994). Piezometer performance at Wildlife liquefaction site, California. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120, No 6, 975–995.
- [Youd et al., 2001] Youd, T., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., & Chistian, J. T. (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshop on evaluation of liquefaction resistance od soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 127(10), 817–833.
- [Youd et al., 1997] Youd, T., Idriss, I. M., & Eds. (1997). *Proc. NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*. National Center for Earthquake Engineering Research. University of New York at Buffalo.
- [Zeghal & Elgamal, 1994] Zeghal, M. & Elgamal, A. (1994). Analysis of site liquefaction using earthquake records. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 20,6, 996–1017.
- [Zienkiewicz et al., 1999] Zienkiewicz, O., Chan, A., Pastor, M., Schrefler, B., & Shiomi, T. (1999). *Computacional Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*. John Wiley Sons.
- [Zienkiewicz et al., 1994] Zienkiewicz, O., Huang, M., & Pastor, M. (1994). Computational soil dynamics- a new algorithm for drained and undrained conditions. *Computers methods and advanced in geomechanics*, (pp. 47–59).
- [Zienkiewicz et al., 1993] Zienkiewicz, O., Huang, M., Wu, J., & Wu, S. (1993). A new algorithm for the coupled soil-pore fluid problem. *Shock and vibration*, 1, 3–14.
- [Zienkiewicz et al., 1977] Zienkiewicz, O., Kelly, D., & Bettles, P. (1977). The coupling of the finite element and boundary solution procedures. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 11, 355–375.
- [Zienkiewicz & Wu, 1991] Zienkiewicz, O. & Wu, J. (1991). Incompressibility without tears-how to avoid restriccions of mixed formulations. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 32, 1189–1203.
- [Zienkiewicz et al., 1990] Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H., Pastor, M., Paul, D. K., & Shiomi, T. (1990). Static and dynamic behavior of soils: a rational approach to quantitative solutions. i. fully saturated problems. *Proc. R. Soc. London*. 429, (pp. 285–309).

- [Zienkiewicz et al., 1980] Zienkiewicz, O. C., Chang, C. T., & Bettles, P. (1980). Drained, undrained, consolidation dynamic behavior assumptions in soils. *Geotechnique*, 30, 385–395.
- [Zienkiewicz et al., 1985] Zienkiewicz, O. C., Leung, K. H., & Pastor, M. (1985). Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. i. basic model and its application. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9, 453–476.
- [Zienkiewicz & Pastor, 1986] Zienkiewicz, O. C. & Pastor, M. (1986). *A General Model for Sand Soil Behaviour*. Technical Report 569, Institute for Numerical Methods in Engineering, Department of Civil Engineering, University College of Swansea.
- [Zienkiewicz & Shiomi, 1984] Zienkiewicz, O. C. & Shiomi, T. (1984). Dynamic behavior of saturated porous media: The generalised Biot formulation and its numerical solution. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 8, (pp. 71–96).
- [Zytynski et al., 1978] Zytynski, M., Randolph, R., Nova, R., & Wroth, C. (1978). On modelling the unloading-reloading behaviour of soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2, 87–94.