

# Primer caso documentado de licuación en el Altiplano Central de México

First documented case of soil liquefaction at the Central Plateau of Mexico

**M. J. Mendoza López,** Centro Nacional de Prevención de Desastres e Instituto de Ingeniería, UNAM  
**L. Domínguez Morales,** Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED

**RESUMEN.** El 15 de junio de 1999 ocurrió un gran sismo ( $M_w=7.0$ ) que sacudió la porción central de México. Su epicentro se localizó cerca del límite entre los estados de Puebla y Oaxaca, a unos 30 km de la ciudad de Tehuacán, Puebla. De particular interés geotécnico es que por primera vez se documenta un caso de licuación en el Altiplano Central Mexicano a 2,200 msnm; ello sucedió al sur de Tlaxcala y a unos 12 km al NW de la ciudad de Puebla. Este evento no provocó daños significativos dado que sucedió en tierras de cultivo. Lo relevante del caso es conocer las condiciones y características en las que ocurrió el fenómeno, para así poder identificar depósitos susceptibles a la licuación en el valle Puebla-Tlaxcala, mediante pruebas simples de campo y de laboratorio.

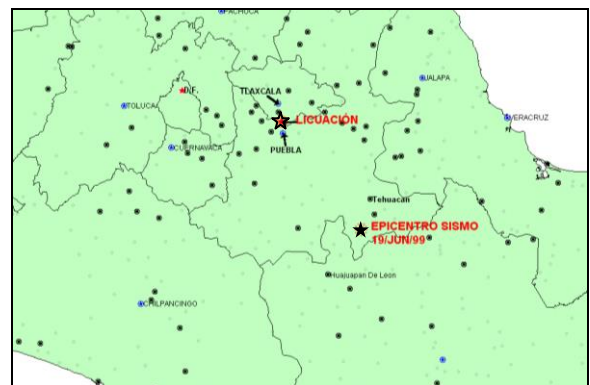
## 1. INTRODUCCIÓN

El 15 de junio de 1999 ocurrió un gran sismo de magnitud  $M_w = 7.0$  que sacudió la porción central de México. Su epicentro se localizó cerca del límite entre los estados de Puebla y Oaxaca, a unos 30 km de la ciudad de Tehuacán, Puebla, Fig. 1, ciudad famosa por sus manantiales de aguas minerales. Este sismo es uno de los eventos que han ocurrido más al norte de la parte continental de México, asociado al fenómeno de subducción. El sismo causó intensidades de moderadas a altas, estas últimas principalmente en la zona epicentral, con daño a viviendas de adobe. Sin embargo, considerable y particular daño les produjo a más de 500 monumentos históricos, principalmente iglesias y conventos católicos construidos entre los Siglos XVI y XIX, en los pueblos sureños del estado de Puebla, norte de Oaxaca, Tlaxcala y Morelos. Este sismo fue sentido con moderada a alta intensidad en la ciudad de Puebla, una de las más grandes del país, situada a 120 km del epicentro, aunque con pocos casos de daños estructurales o geotécnicos en construcciones ingenieriles.

De particular interés geotécnico para este sismo, es que por primera vez se documenta un caso de licuación en el Altiplano Central Mexicano a unos 2,200 msnm. Sucedió en una zona rural al sur del estado de Tlaxcala, a unos 12 km al NW de la ciudad de Puebla, Fig. 1. La licuación se detectó en las riberas del río Zahuapan, en la localidad de Huexocólotatl, en donde se apreciaron “volcanes” de arena, así como grietas en el terreno por donde salió el suelo areno limoso. La ocurrencia de este fenómeno no provocó ningún daño significativo, ya que tuvo lugar en tierras de cultivo; apréciense los “volcancitos” y suelo arenolimoso expulsado, en el maizal mostrado en la Fig. 2. Sin embargo, lo relevante del caso es que permite conocer las condiciones en las que puede desarrollarse la

licuación en depósitos arenosos del valle Puebla-Tlaxcala, donde se ubica, entre otras, la ciudad de Puebla. Para ello, se expone aquí la metodología para identificar depósitos susceptibles al fenómeno de licuación mediante pruebas relativamente sencillas de campo y de laboratorio, tales como las pruebas de penetración de cono (CPT), penetración estándar (SPT), así como de granulometría.

Se describen los resultados acerca de la caracterización geotécnica del sitio mediante las pruebas de campo, y su correlación con resultados presentados en la literatura sobre la susceptibilidad a la licuación de suelos arenosos. Se completa el estudio con pruebas de laboratorio para determinar las distribuciones granulométricas, así como la respuesta dinámica de los materiales representativos, haciendo uso de la cámara triaxial de columna resonante. Se pone de manifiesto la alta susceptibilidad a la licuación de estos materiales, al reproducir el fenómeno en el laboratorio.



**Fig. 1 Ubicación del epicentro y del lugar donde ocurrió el fenómeno de licuación**



**Fig. 2 Suelos licuados y expulsados a la superficie en un terreno de cultivo de Huexocólotatl, Tlax.**

## 2. DESCRIPCIÓN DEL EVENTO SÍSMICO

El epicentro de este sismo se localizó en las coordenadas 18.20° de latitud norte y -97.47° de longitud oeste, a una profundidad aproximada de 92 km, de acuerdo con la información del Servicio Meteorológico Nacional, Fig. 1. Este evento sísmico de mediana profundidad fue asociado a una falla normal de subducción en la placa de Cocos, (Singh et. al. 1999); con azimuth de 308° y echado de 49°, según la información de los registros sísmicos de la región. En las cercanías del epicentro no se observaron grietas ni planos de falla en la superficie del terreno. Es interesante este sismo, ya que si bien está asociado al fenómeno de subducción del Pacífico, su epicentro se ubicó en el Altiplano Central Mexicano. Cabe comentar que en esta misma región continental han ocurrido eventos sísmicos similares, siendo los más importantes por su magnitud  $M_w = 7.0$ , aquellos ocurridos el 28 de agosto de 1973 (18.30° LN - 96.53° LW, 82 km) y el 24 de octubre de 1980 (18.03° LN - 98.27° LW, 65 km).

### 2.1. Aceleraciones del terreno

Los fuertes movimientos del terreno ocasionados por el evento sísmico fueron registrados por las redes sísmicas de los Institutos de Ingeniería y Geofísica de la UNAM, del Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED), de la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla (BUAP), del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES), y de la Universidad Nevada

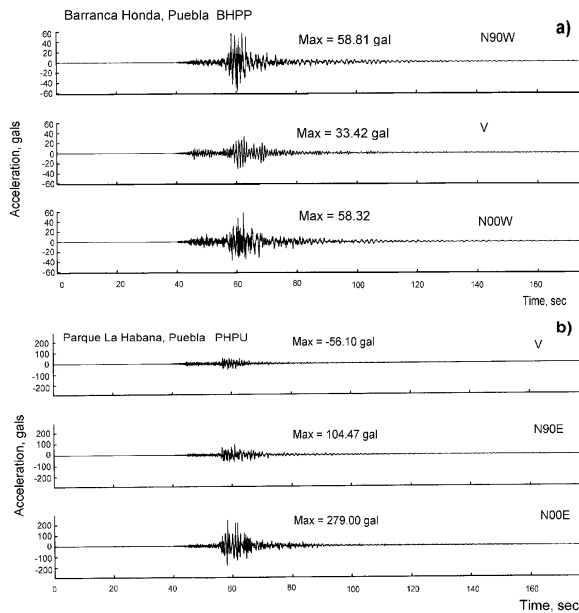
de Reno (UNR). Así mismo, se obtuvieron registros de aceleraciones por el Sistema de Banda Ancha del Servicio Sismológico Nacional (SSN).

En la Tabla 1 se presenta una lista de algunas de las estaciones ubicadas en el estado de Puebla que registraron los movimientos sísmicos, incluyendo su posición, distancia epicentral, tipo del terreno y las aceleraciones máximas registradas.

**Tabla 1. Aceleraciones máximas registradas en diferentes sitios del estado de Puebla**

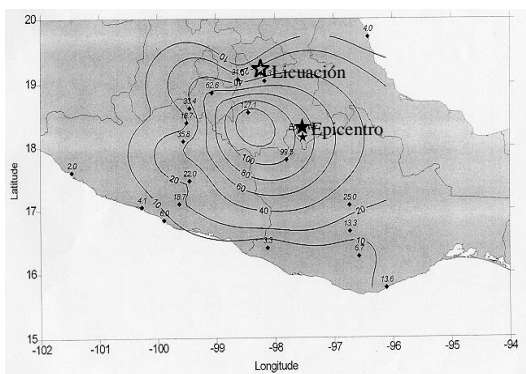
Estación	Latitud N	Longitud W	Dist. focal (km)	Tipo de suelo	Acel. máx. (cm/s <sup>2</sup> )
RABO	18.550	-98.450	128	Roca	101.0 v 143.0 h1 109.0 h2
CHFL	17.800	-97.800	79	-	65.50 v 98.00 h1 101.0 h2
CAPP	19.089	-98.188	127	Suelo blando	44.85 v 103.15 h1 72.67 h2
SRPU	18.965	-98.260	122	Suelo	71.34 v 216.00 h1 131.25 h2
UAPP	19.002	-98.202	121	Suelo blando	64.42 v 108.84 h1 94.85 h2

De particular interés son los registros obtenidos por la red de acelerómetros ubicados en la ciudad de Puebla, sitio cercano al lugar donde ocurrió el fenómeno de licuación. En la Fig. 3 se muestran los registros de aceleración recabados por la red sísmica de la BUAP. Es importante hacer notar que las aceleraciones verticales en los depósitos del terreno firme (Barranca Honda) fueron del orden del 50% respecto a las horizontales. Estas elevadas aceleraciones ocasionadas por un sismo costa adentro deberán tomarse en cuenta para el futuro diseño sísmico de edificios.



**Fig. 3 Registros de las aceleraciones capturadas por la red sísmica de la BUAP en depósitos de suelos duros (a) y blandos (b), (Alcántara et. al, 1999)**

En la Fig. 4 se muestra un mapa preliminar de isovalores de aceleración, determinado a partir de los registros obtenidos durante el evento sísmico (Singh et. al. 1999); corresponden a las máximas aceleraciones horizontales del terreno registradas por la red sísmica de la BUAP.



**Fig. 4 Isovalores de aceleración en el terreno por el sismo del 15/06/99 (Singh et. al. 1999)**

### 3. CONDICIONES GEOLÓGICAS Y GEOTÉCNICAS DEL SITIO

#### 3.1. Geología local

El sitio está localizado en el Eje Neovolcánico Transmexicano, a una altitud aproximada de 2,200 msnm: Pertenece al valle Puebla-Tlaxcala, formado principalmente por suelos y rocas de origen volcánico del Cenoico, provenientes de las erupciones volcánicas del Popocatepetl, del Iztaccíhuatl y de la Malintzi. Adicionalmente, en el sitio se observan depósitos jóvenes de suelos aluviales acumulados en las llanuras de inundación del río Zahuapan. Estos depósitos están constituidos principalmente por arenas limpias y gravas, que subyacen a una capa superficial de materiales arcillosos y limosos. De hecho, estos materiales se encuentran en el sitio con una disposición alternada con la profundidad, tal y como se describen enseguida.

#### 3.2. Estratigrafía del sitio

En la Fig. 5 se muestra un perfil estratigráfico de los materiales encontrados en el sitio donde ocurrió el fenómeno de licuación durante el sismo del 15 de junio de 1999. La estratigrafía fue reproducida a partir de las muestras de suelo recuperadas durante la prueba de penetración estándar. El nivel freático fue localizado a una profundidad aproximada de 0.3 m.

La estratigrafía del sitio está constituida por una costra superficial de limos y arcillas de baja plasticidad, hasta una profundidad aproximada de 3.0 m; sus contenidos naturales de agua de estos suelos varían entre 20 y 50 %. Le sigue una capa de materiales granulares de muy baja compacidad, identificados en el laboratorio como arenas finas mal graduadas, cuyos contenidos de agua son del orden de 20 % y sus porcentajes de finos menores al 5 %. Estos materiales se extienden hasta una profundidad de 6.6 m, y los subyace un estrato de suelos arcillosos de 1.2 m de espesor, y valor medio de 50 % de su contenido de agua. Cabe destacar que estos suelos arcillosos presentan un alto contenido de materia orgánica.

A partir de la capa anterior se suceden una serie de estratos arenosos y limosos de espesor variable, pero no mayor a 0.6 m. Estos estratos se extienden hasta una profundidad de aproximadamente 10.8 m. De esta profundidad hacia abajo se encuentra distribuida, casi uniformemente, una serie de estratos arenosos y gravas compactas con  $N_{60} > 50$ , y que en algunas profundidades aisladas presentan altos porcentajes de finos; estos materiales se extienden hasta una profundidad de 19.2 m, aproximadamente. A partir de esta profundidad se distinguieron suelos orgánicos y arcillosos, cuyo espesor no fue posible determinar debido a que la profundidad máxima de la exploración fue de 19.8 m.

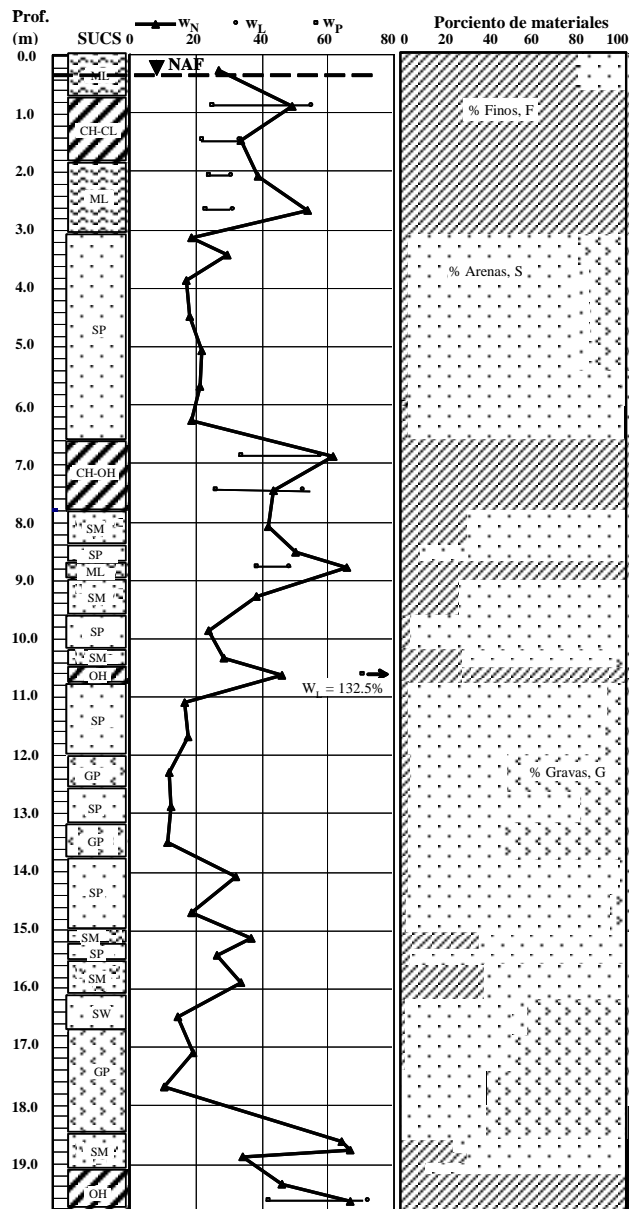


Fig. 5 Perfil estratigráfico del sitio

### 3.3 Pruebas de campo

Para la caracterización del sitio se realizaron pruebas de penetración estándar y pruebas de penetración de cono, Fig. 6. Atendiendo al perfil estratigráfico de los suelos, se puede ver que los materiales encontrados entre 3.0 y 6.6 m de profundidad son suelos arenosos, cuya compacidad relativa es menor a la de los suelos que se encuentran a una mayor profundidad; a casi 5 m se tiene apenas  $N=5$ .

Cabe destacar la presencia de estratos arcillosos y limosos blandos, en las fronteras superior e inferior de los suelos arenosos. Seguramente jugaron un papel muy

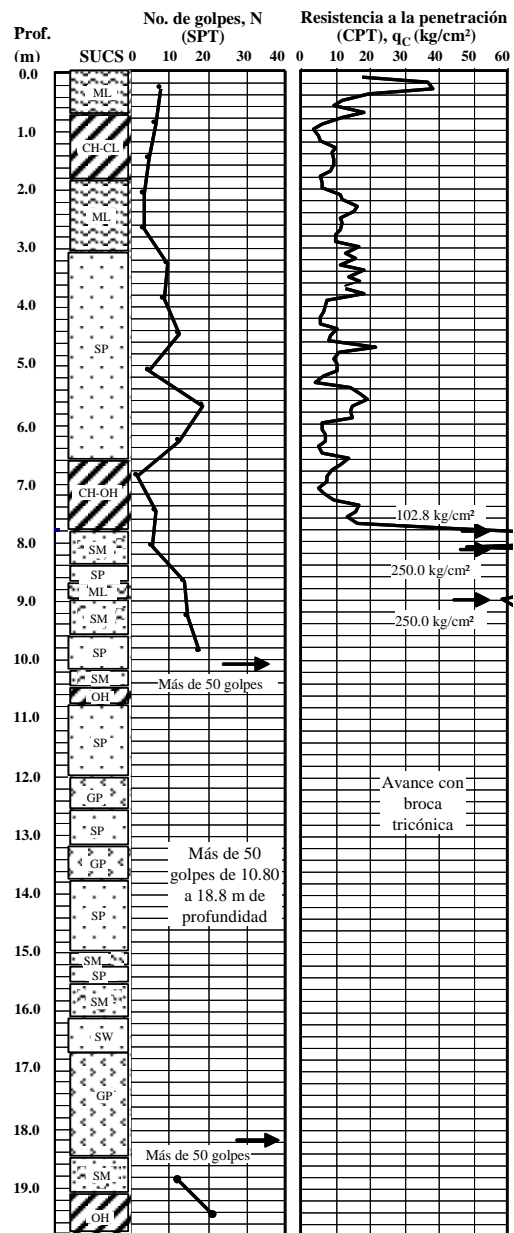


Fig. 6 Resultados de las pruebas de penetración estándar (SPT) y la de penetración de cono (CPT)

importante en la generación del fenómeno de licuación, ya que impidieron la fácil disipación de cualquier incremento de presión de poro generada por el sismo.

## 4. SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN

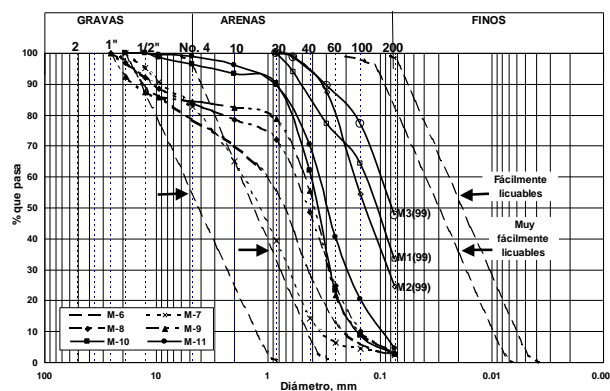
Se dice que un suelo arenoso totalmente saturado se licúa cuando la resistencia al esfuerzo cortante entre sus partículas disminuye a tal grado, que la mezcla agua-suelo se comporta como un semilíquido. Tal fenómeno está condicionado por la generación de presión de poro

dentro de la masa del suelo, que determinan la reducción de los esfuerzos efectivos, y con ello, la disminución y pérdida temporal de su resistencia al esfuerzo cortante; los aumentos de presión en el agua son provocados por la acción del sismo.

Se considera (Youd, 1996) que la prueba CPT, más que la SPT, debe ser la prueba primaria para evaluar la resistencia a la licuación. Tomando en cuenta los resultados obtenidos de estas pruebas de campo, se presentan a continuación análisis de susceptibilidad a la licuación de los suelos arenosos y limo arenosos encontrados entre 2.0 y 6.6 m de profundidad, que fueron precisamente los expulsados a la superficie durante el sismo; corresponden a las muestras No. 4 al 11. *A priori*, parecen ser los suelos licuados durante este evento sísmico; esto se corrobora más adelante.

#### 4.1 Relación entre la granulometría de los suelos y su susceptibilidad a la licuación

Es bien sabido que una condición para que un suelo se licúe es que cuente con cierta granulometría. Así pues, un procedimiento sencillo y práctico, es comparar la curva granulométrica de un suelo en estudio, con las de otros suelos que han presentado el mismo fenómeno de licuación en diversas partes del mundo. En la Fig. 7 se han reunido las granulometrías de los suelos identificados como licuados, junto con los intervalos de suelos fácilmente y muy fácilmente licuables, propuestos por Iwasaki (1985).



**Fig. 7 Granulometrías de las muestras recuperadas en el sitio, en comparación con los intervalos de suelos licuables según Iwasaki, 1985**

Se aprecia que las distribuciones granulométricas de las muestras No. 6 a 11, se ubican en el intervalo de los suelos muy susceptibles a la licuación, corroborando el criterio de Iwasaki. En la gráfica se han incluido las curvas granulométricas de las muestras M1(99), M2(99) y M3(99) que corresponden a los materiales licuados que

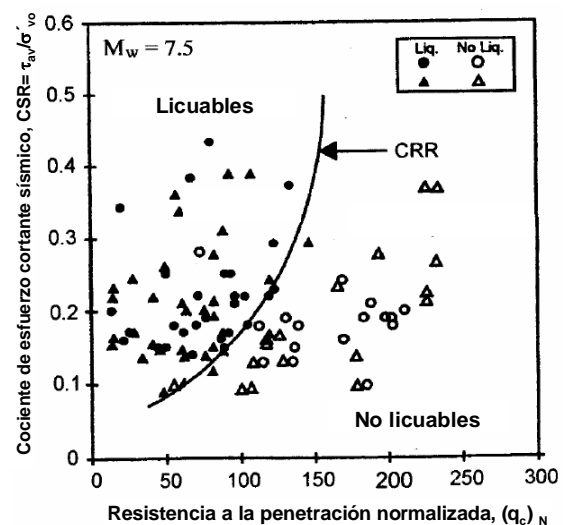
fueron expulsados y recuperados en la superficie del terreno poco después del sismo. La granulometría de estos últimos suelos es similar a la de aquéllos, excepto que poseen un porcentaje mucho mayor de finos; se considera que éstos son el aporte de los estratos limosos más someros, los cuales fueron mezclados con los arenosos del estrato subyacente.

#### 4.2 Relación entre el potencial de licuación y las pruebas de penetración de cono

Atendiendo a las recomendaciones más recientes de expertos en el tema (Youd e Idriss, 1997), se recurre inicialmente a los resultados del perfil de resistencias a la penetración del cono, de la prueba CPT. Con estos criterios, la estimación de la resistencia a la licuación puede establecerse directamente con los resultados de la resistencia de cono, sin necesidad de convertirlos a número de golpes equivalentes de la prueba SPT, como se hacía en el pasado.

Para establecer el potencial de licuación, se recurre simplemente a una gráfica, Fig., 8, que relaciona la resistencia a la penetración de la punta del cono ( $q_c$ ), aunque normalizada según se indica más adelante, [abscisas] y el cociente entre el esfuerzo cortante cíclico respecto al esfuerzo efectivo *in-situ* del suelo (CSR) [ordenadas]. En esa figura se establece una curva frontera entre los suelos licuables y los no licuables, reconocida como cociente de resistencia cíclica (CRR por sus siglas en inglés); es válida para sismos de magnitud 7.5 y suelos arenosos limpios; está caracterizada por la ecuación siguiente:

$$CRR = 93[(q_{c1N})_{CS} / 1000]^3 + 0.08 \quad (1)$$



**Fig. 8 Relación entre  $(q_c)_N$  y la susceptibilidad a la licuación de suelos arenosos (Robertson, 1996)**

Para utilizar la gráfica de la Fig. 8 propuesta por Robertson (1996) para un caso particular, es necesario involucrar valores normalizados  $(q_c)_N$ , en función de las presiones efectivas del suelo según su profundidad, mediante las expresiones siguientes:

$$(q_c)_N = C_Q(q_c / P_a) \quad (2)$$

$$C_Q = (P_a / \sigma'_{vo})^n \quad (3)$$

El valor de  $n$  varía con el tipo de suelo desde un valor de 0.5 hasta 1.0. Para arenas limpias, como es el caso que nos ocupa, el valor de  $n$  es igual a 0.5.

El esfuerzo cortante cíclico medio,  $\tau_{av}$ , generado por el sismo determina un cociente CSR que está definido por la ecuación original de Seed e Idriss (1971):

$$CSR = (\tau_{av} / \sigma'_{vo}) = 0.65(a_{max} / g)(\sigma_{vo} / \sigma'_{vo})r_d \quad (4)$$

donde,

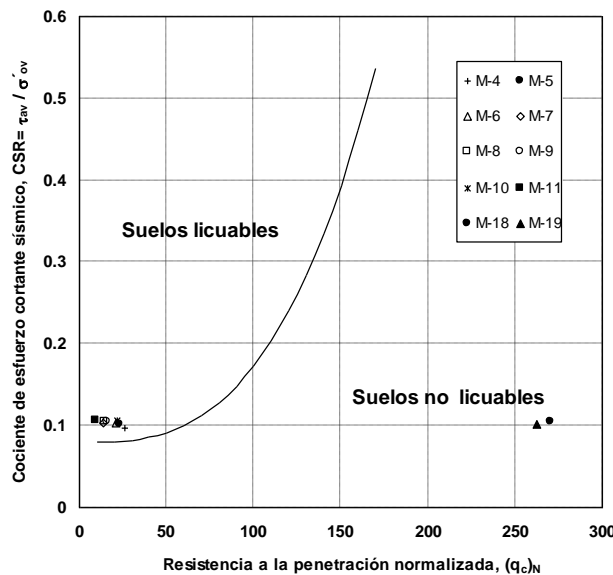
$a_{max}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno,

$\sigma_{ov}$  = esfuerzo total en la masa del suelo

$\sigma'_{ov}$  = esfuerzo efectivo en la masa del suelo

$g$  = aceleración de la gravedad

$r_d$  = coeficiente de reducción que varía con la profundidad;  $r_d = 1.0 - 0.00765z$  (Liao y Whitman, 1986)



**Fig. 9 Relación entre la resistencia a la penetración del cono y la susceptibilidad a la licuación de los suelos licuados en el sitio Huexocólotatl**

El valor de la aceleración del terreno en el sitio, estimada con los datos de la Fig 4, sería de 40 gals. Al sustituir esta aceleración en la ecuación 4, e involucrando los

respectivos valores de las demás variables, se encontraría que las muestras de interés caerían prácticamente en la curva frontera CRR. El hecho muy claro es que esos suelos se licuaron durante este sismo, por lo que cabría inferir que la aceleración real en ese sitio, debió ser superior a esos 40 gals. Es importante tener presente que usualmente ese mapeo de isoaceleraciones se establece con base en los registros de las estaciones sísmicas desplantadas en roca. Por otra parte, de este sismo se tienen evidencias de amplificación de las aceleraciones en un gran número de sitios (Mendoza et al., 2001), debido a la presencia de formaciones con suelos; precisamente en la Tabla 1 se reportan valores de aceleraciones máximas de hasta 216 gals, cuando los acelerógrafos se ubicaron sobre formaciones térreas. Si como ejercicio se supone el doble de aquella aceleración; esto es, 80 gals, encontraríamos que todos los suelos de entre 2 y 6.6 m, alcanzarían la calidad de licuables, tal como se presenta en la Fig. 9. En esta misma figura se han incluido los resultados correspondientes a las muestras Nos. 18 y 19, provenientes de profundidades de 8 y 10 m, y que resultaron francamente no licuables. Esto confirma las profundidades ya señaladas donde se licuaron los suelos de este sitio durante el sismo de Tehuacán. En este ejercicio no se ha involucrado ningún factor de corrección por la magnitud del sismo.

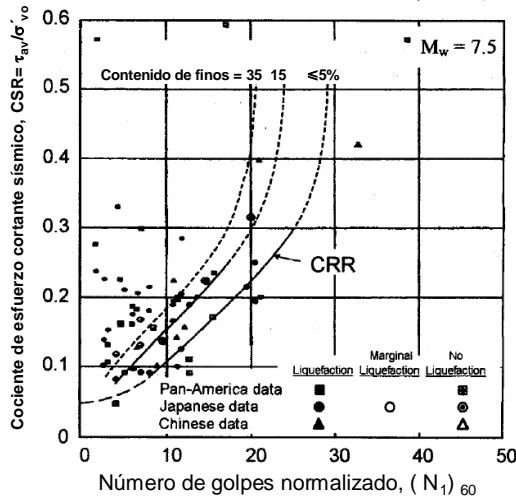
#### 4.3 Relación entre el potencial de licuación y las pruebas de penetración estándar

Atendiendo a las recomendaciones recientes (Youd, 1996) sobre las técnicas de campo para definir la resistencia a la licuación, se recurrió a la prueba SPT para, además desde luego de obtener las muestras alteradas, proporcionar una verificación local de las correlaciones con CPT. Es clara la virtud de esta técnica para contar con muestras del suelo estudiado, pero se ha reconocido últimamente que la técnica SPT es más sensible a los procedimientos de prueba, y que la CPT nos proporciona un perfil continuo de información.

En la Fig. 10 se presenta una gráfica que muestra la potencialidad de licuación de suelos arenosos, con base en el número de golpes determinado en pruebas de penetración estándar; con valores normalizados como se indica más adelante, son las abscisas de esta gráfica. Ésta fue originalmente propuesta por Seed e Idriss (1971), y posteriormente modificada por diversos autores. De manera análoga a la correlación con CPT, en las ordenadas se grafican los valores del cociente de esfuerzo cortante, CSR, definido por la misma ecuación 4.

La Fig. 10 muestra tres curvas que definen las fronteras entre los suelos que son susceptibles de licuarse y los que no lo son, dependiendo del contenido de finos. Entre mayor es éste se reduce el potencial de licuación de los

suelos arenosos; es decir, que los suelos arenosos con mayor susceptibilidad a la licuación son aquellos con menos del 5% de finos. Cabe comentar que las últimas modificaciones que se incluyeron al trabajo original de Seed e Idriss fue la corrección a la curva CRR en su inicio ascendente; en efecto, la propuesta de estos autores era que dicha curva reconocía el origen.



**Fig. 10 Relación entre el número de golpes de una prueba SPT y la susceptibilidad a la licuación (Robertson y Wride, 1997)**

Para recurrir a esta figura, es necesario involucrar el número de golpes normalizado o corregido por efecto tanto de la energía de hincado, según detalles del procedimiento empleado en la SPT, como del estado de esfuerzos efectivos en la masa del suelo. Ello permite estandarizar los valores de  $N$  para comparar las condiciones que prevalecen en un terreno respecto a otros sitios. Para la primera fuente de corrección, Seed e Idriss normalizaron los valores de  $N$  para una energía potencial de hincado del 60% de la altura de caída del martillo. De acuerdo con la sugerencia de Finn (2002), para el procedimiento que usualmente se emplea en los EEUU y en México de una masa golpeadora accionada mediante una polea y cable manila, le correspondería un factor corrector de 0.75. Al corregir por este último aspecto, se obtiene el número de golpes,  $(N)_{60}$ . Finalmente, el número de golpes normalizado  $(N_1)_{60}$  para entrar a la Fig. 10 se obtiene como:

$$(N_1)_{60} = C_N(N)_{60} \quad (5)$$

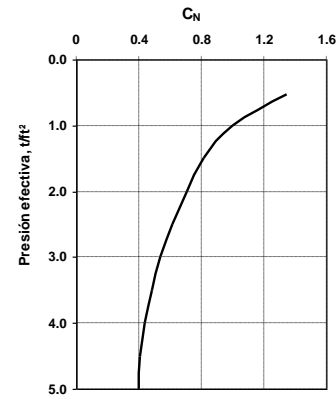
donde el factor de corrección por efecto de la presión efectiva que prevalece en el sitio se puede calcular con la ecuación 6 propuesta por Liao y Whitman (1986); o bien, con ayuda de la gráfica que se muestra en la Fig. 11.

$$C_N = (P_a/\sigma'_{ov})^{0.5} \quad (6)$$

donde,

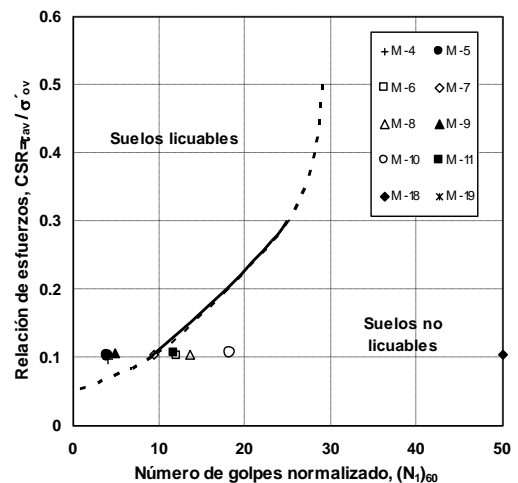
$P_a$  = presión atmosférica, en kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma'_{ov}$  = esfuerzo efectivo en la masa del suelo con las mismas unidades de la  $P_a$ .



**Fig. 11 Variación de  $C_N$  en función de los esfuerzos efectivos (Seed et al. 1984)**

Al adoptar esta verificación con los datos de SPT, e introduciendo el valor de 80 gals para la aceleración en la superficie del terreno, mismo que fue el supuesto para el análisis con CPT, se obtiene lo mostrado en la Fig. 12. De las ocho muestras en estudio provenientes de 2 a 6.6 m de profundidad, sólo tres de ellas calificarían como licuables, en tanto que debe recordarse que todas esas muestras calificaban como licuables con el análisis CPT. Debe concluirse entonces que en este caso historia, el análisis de la resistencia a la licuación con base en la prueba CPT, refleja mejor el hecho observado. En esta figura se incluyen también las dos muestras más profundas, que desde luego se califican como no licuables, atendiendo a su alta compacidad que se refleja en un número elevado de golpes en prueba SPT.



**Fig. 12 Relación entre el número de golpes y la susceptibilidad a la licuación de los suelos licuados en el sitio Huexocótlatl**



## 5. PRUEBAS DE LABORATORIO

Dadas las bondades que ofrecen las pruebas de laboratorio para determinar las propiedades dinámicas de los suelos, ante diferentes estados de compactación y condiciones controladas de esfuerzos, se realizaron pruebas dinámicas en la cámara triaxial de columna resonante del CENAPRED (Mendoza et al., 1996). El equipo permite ensayar especímenes cilíndricos tanto macizos como huecos, en el intervalo de distorsiones de 0.0001% a 0.3%. Para este estudio se formaron muestras de 70 mm de diámetro y 100 mm de altura, con las que se buscó reproducir el estado muy suelto que guardaban los suelos en el campo.

Para la ejecución de los ensayos se utilizaron las muestras M1(99), M2(99) y M3(99), expulsadas hacia la superficie del terreno durante el sismo, así como una mezcla de las muestras recuperadas entre 3.0 y 6.6 m de profundidad. Esto último fue obligado por la reducida cantidad de material recuperado durante la prueba SPT, y porque sus curvas granulométricas eran muy parecidas, como puede constatarse en la Fig. 7. Por las dimensiones de los especímenes ensayados, fue necesario eliminar la fracción retenida en la Malla No. 4.

Especial atención se puso en reproducir en el laboratorio los estados de compactación y de esfuerzos que tenía el suelo en su estado natural. Ello se estableció a partir de los resultados obtenidos de la prueba SPT, definiéndose un valor de compactación relativa entre 20 y 25 %. Para reproducir esta compactación en el laboratorio se realizaron pruebas para conocer los estados límite de compactación, determinados por las relaciones de vacíos máxima y mínima de la mezcla Mz. Los resultados obtenidos fueron:  $e_{\max} = 0.869$  y  $e_{\min} = 0.584$ . De manera similar se determinaron las relaciones de vacíos máxima y mínima para las muestras M1(99), M2(99) y M3(99):

$$M1(99): e_{\max} = 1.074 \text{ y } e_{\min} = 0.639$$

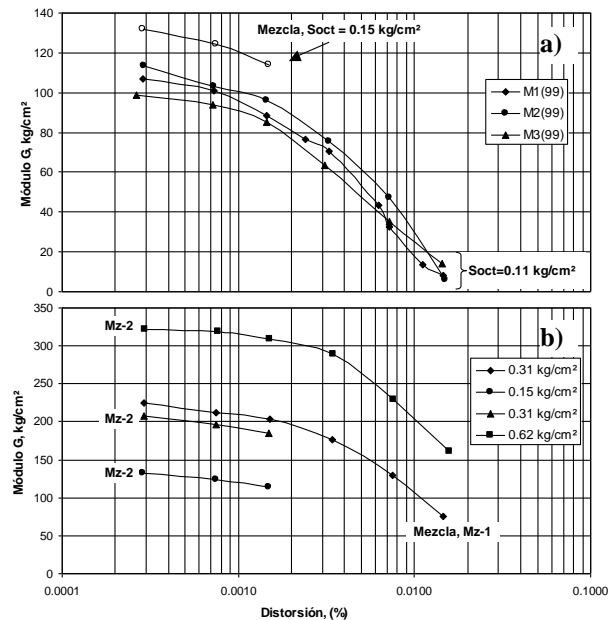
$$M2(99): e_{\max} = 1.181 \text{ y } e_{\min} = 0.721$$

$$M3(99): e_{\max} = 1.107 \text{ y } e_{\min} = 0.641$$

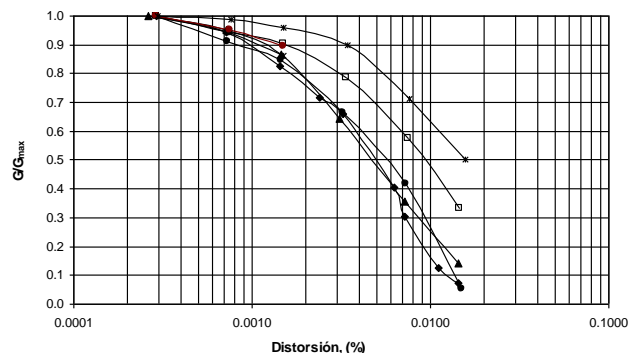
En todos los casos, al momento de la acción cíclica, las muestras fueron ensayadas con compactaciones relativas que oscilaron entre 25 y 30%, debido a que en la mayoría de los casos la compactación de las muestras se modificaba por la aplicación de los esfuerzos de confinamiento. Los suelos fueron cuidadosamente formados en seco y saturados después; posteriormente se les aplicó contrapresión y luego se les consolidó isotrópicamente con el o los esfuerzos efectivos que se indican.

Debido a que las muestras obtenidas en la superficie del terreno fueron ensayadas antes de conocer los resultados de las pruebas de campo, se supuso que éstas provenían de una profundidad de 3.5 m, por lo que se ensayaron con

una presión isotrópica de  $0.11 \text{ kg/cm}^2$ , menor a las presiones con las que se ensayaron los especímenes de la mezcla Mz. Este efecto se refleja en las curvas que muestran la degradación del módulo  $G$  con el aumento de la distorsión angular, Fig. 13a, que corresponden a la mezcla Mz. En la Fig. 13b se aprecia el efecto de la presión de confinamiento, sobre la rigidez dinámica de dos especímenes; la mezcla Mz1 fue ensayada hasta la falla con una presión isotrópica de  $0.31 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que la mezcla Mz2 se ensayó por etapas con tres presiones isotrópicas crecientes, aplicando en las primeras unas cuantas distorsiones muy bajas.



**Fig. 13 Degradación de la rigidez dinámica con la distorsión de los suelos arenosos de Xicotzingo**



**Fig. 14 Curvas normalizadas del módulo cortante respecto a  $G_{\max}$  de los suelos arenosos de Huexocólotatl. Muestra Mz**

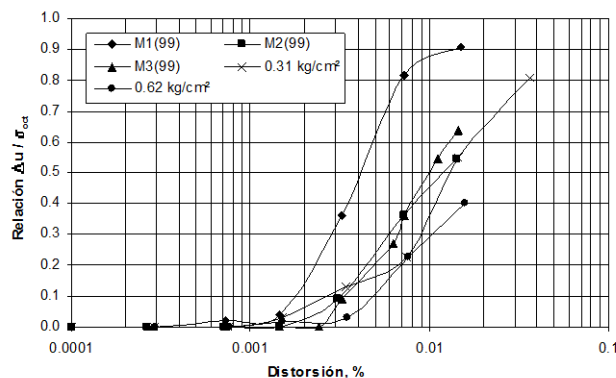
En la Fig. 14 se resumen los resultados de la Fig. 13, a través de las curvas normalizadas del módulo cortante



dinámico respecto a su valor máximo,  $G_{\text{máx}}$ . Se distingue la rápida degradación que sufren las mezclas Mz por el efecto de la distorsión angular. Llama la atención que con las distorsiones muy bajas aplicadas con este equipo de ensaye, se haya prácticamente alcanzado la falla dinámica.

Todas las muestras fueron ensayadas bajo condiciones no drenadas, con el fin de medir la presión de poro durante la aplicación del ciclaje dinámico. En la Fig. 15 se aprecia que el desarrollo de presión de poro juega el papel más relevante en el comportamiento de las muestras ensayadas. Para un umbral de distorsión angular entre 0.001 y 0.002% inicia la degradación de la rigidez del material hasta alcanzar la falla. Tal umbral coincide precisamente con el inicio de un rápido incremento de la presión de poro; parece suceder un fuerte reacomodo de granos y partículas del suelo, con fuerte componente contractivo. Con una distorsión de aproximadamente un orden de magnitud mayor, se reduce su rigidez a valores del 5 al 50% del valor máximo, y prácticamente se alcanza la licuación total. En la figura anterior se puede observar que los valores del cociente  $\Delta u / \sigma_{\text{oct}}$  no logran igualarse a la unidad, lo cual se explica por el hecho de que se registró un coeficiente B de Skempton de sólo 0.95, aun cuando en todos los casos se aplicó una contrapresión de 2 kg/cm<sup>2</sup>.

Las aceleraciones del terreno provocadas por el sismo del 15 de junio de 1999, debieron inducirle al terreno distorsiones de por lo menos 0.01%, a juzgar por el hecho de que alcanzó su licuación.



**Fig. 15 Desarrollo de presión de poro en los ensayos triaxiales de columna resonante. Muestra Mz**

## 6. CONCLUSIONES

Se ha expuesto el caso historia en el que ocurrió licuación en el valle Puebla-Tlaxcala durante el sismo de Tehuacan; los autores no conocen que se haya documentado un evento similar ahí con anterioridad. La

caracterización geotécnica del sitio fue realizada mediante las pruebas CPT y SPT, con cuyos resultados se analizó retrospectivamente la resistencia a la licuación.

Pudo verificarse que la distribución granulométrica de los suelos fallados cae dentro de los intervalos de licuables a muy licuables propuestos en la literatura técnica mundial; se ratifica con ello que tal distribución de tamaños es una condición para que ocurra licuación, aunque desde luego no suficiente.

Las curvas granulométricas tanto de los materiales licuados y expulsados a la superficie del terreno, como de los muestreados durante las pruebas SPT, permitieron identificar que los materiales ubicados entre 2 y 6.6 m de profundidad, son muy probablemente los licuados durante el sismo; éstos forman un estrato arenoso y otro limoso. La licuación de éstos estuvo determinada por su granulometría, baja compacidad, condición saturada y fue acentuada por el hecho de estar confinados entre dos estratos de suelos de baja permeabilidad.

Se ratifica en este caso historia que la prueba CPT, más que la SPT, debe ser la prueba de campo principal por utilizar para evaluar la resistencia a la licuación. En efecto, con la técnica CPT pudo establecerse que la totalidad del estrato licuado antes citado era licuable; por el contrario, no reflejando fielmente la realidad, de ocho datos de número de golpes obtenidos con la prueba SPT, sólo tres caerían en la zona de la gráfica correspondiente a suelos licuables.

Pudo establecerse que el sitio donde sucedió el fenómeno de licuación, debió exhibir un marcado efecto de sitio durante este sismo. Un mapa de isovalores de aceleración le otorga un valor de 40 gals. Adoptando esta aceleración en la superficie del terreno, el análisis riguroso con enfoque actualizado tanto de la prueba CPT como de la SPT, nos dice que estos suelos son no licuables. El hecho incontrovertible es que sí hubo licuación, por lo que debe concluirse que la aceleración real en el sitio debió ser apreciablemente mayor. Con una aceleración supuesta de 80 gals, se cumple que dos estratos son licuables según el análisis con CPT, como se indicó en el párrafo anterior.

Pudo verificarse en el laboratorio la alta susceptibilidad a la licuación de los suelos arenosos, mediante el uso de pruebas dinámicas con la cámara triaxial de columna resonante. Se determinó que con un umbral de distorsiones tan bajo como 0.001%, principia un reacomodo de los granos y partículas de los suelos arenosos del estrato licuado, que determinan un alto incremento de presión de poro, la reducción de esfuerzos efectivos, la degradación gradual de su rigidez, y finalmente la licuación de los suelos arenosos.

Queda de manifiesto que el fenómeno de licuación no es exclusivo de las zonas costeras del país, ya que es un fenómeno que también puede ocurrir en el Altiplano Central a más de 2,200 msnm. Ello se debe a la ocurrencia de sismos fuertes asociados al fenómeno de subducción, con epicentros localizados bien al norte de la parte continental de México.

## RECONOCIMIENTOS

Se agradece la entusiasta participación del Sr. Antonio Sánchez y de los pasantes Oscar Herrera, Jorge Elizalde, Rubén Benítez y Felipe Juárez para la realización de las pruebas de laboratorio. Se reconoce la colaboración de la Ing. Paula Villareal en el procesamiento final de los resultados de campo.

## REFERENCIAS

Alcántara, L. y coautores, 1999, “El temblor de Tehuacan Puebla del 15 de junio de 1999 (M=6.7), registrado por la red de acelerógrafos de la ciudad de Puebla (RACP), *Reporte del Instituto de Ingeniería, UNAM y Facultad de Ingeniería, BUAP.*

Iwasaki, T., 1985, “Soil liquefaction studies in Japan”, State-of-the-Art”, Tech. Memorandum of PNRI No. 2239, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Japan, 1985.

Finn, W. D. L., 2002, “State of the art for the evaluation of seismic liquefaction potential”, *Computers and Geotechnics*, Elsevier, Vol. 29: 239-341.

Liao, S. S. C. y Whitman, R. V., 1986, “Catalogue of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquake”, Res. Rep. Cambridge (MA): Dept. of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.

Mendoza, M. J. y Domínguez, L., 1996, “Cámara triaxial del columna resonante para determinar las propiedades dinámicas de suelos en el intervalo de distorsiones pequeñas a medianas”, *Memorias XVIII RNMS, SMMS, Morelia*, Vol. 1: 399-406.

Mendoza, M. J., Romo, M. P., Orozco, M. y Domínguez, L. (2001) “Geotechnical observations on the Tehuacan (Mexico) earthquake of June 15, 1999”, *Proceedings 15th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Estambul-Turquía, Vol. 1: 747-750.

Robertson, P. K. y Wride, C. E., 1997, “Cyclic liquefaction and its evaluation Based on the SPT and CPT”, *Proceeding of the National Center for Earthquake Engineering Research*, NCEER, State Univ. of N. Y. at Buffalo, Technical Report NCEER-97-0022: 41-87.

Robertson, P. K., 1996, “Soil liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT” *Proceedings, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance*, Salt Lake City, Utah, January 4-6, NCEER Technical Publication.

Seed, H. B. e Idriss, I. M., 1971, “Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 97: 1249-1273.

Seed, H. B., Idriss, I. M. y Arango I., 1983, “Evaluation of liquefaction potential using performance data”, *Journal of Geotechnical Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 109: 458-482.

Singh, S. K., Ordaz, M., Pacheco, J. F., Quaas, R. Alcántara, L., Alcocer, S., Gutiérrez, C., Meli R. y Ovando, E., 1999, “A preliminary report on the Tehuacan, Mexico Earthquake of June 15, 1999 (Mw=7.0)”, *Geophysics Research Letter*.

Youd, T. L., 1996, “Evaluation of liquefaction resistance of soils”, Preliminary report from National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER.

Youd, T. L. e Idriss I. M. (Editores), 1997, “Evaluation of liquefaction resistance of soils”, *Proceeding of the National Center for Earthquake Engineering Research*, NCEER, State Univ. of N. Y. at Buffalo, Technical Report NCEER-97-0022.