



# Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería

Escuela Ingeniería en Construcción

## “DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS NO COHESIVOS SATURADOS BAJO CARGAS SÍSMICAS USANDO EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.”

Tesis para optar al Título de:

Ingeniero Constructor

Profesor Guía:

Sr. Luis Collarte Concha

DANIEL HUMBERTO SANTIBÁÑEZ RODRÍGUEZ

VALDIVIA, 2006

# Índice

<b>ÍNDICE .....</b>	<b>2</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>5</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>5</b>
<b>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>6</b>
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	6
1.2 OBJETIVOS .....	7
<b>1.2.1 Objetivo general.....</b>	<b>7</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>7</b>
<b>CAPÍTULO II. NOCIONES DE SISMOLOGÍA Y SISMICIDAD EN CHILE.....</b>	<b>8</b>
2.1 NOCIONES DE SISMOLOGÍA.....	8
<b>2.1.1 Tectónica de placas.....</b>	<b>8</b>
2.1.1.1 Tipos de fallas.....	9
2.1.1.2 Bordes de placa.....	10
<b>2.1.2 Generación de los terremotos .....</b>	<b>12</b>
2.1.2.1 Rebote elástico.....	13
2.1.2.2 Profundidades sísmicas.....	15
<b>2.1.3 Intensidad y magnitud de los terremotos.....</b>	<b>16</b>
2.1.3.1 Intensidad de un terremoto .....	16
2.1.3.2 Magnitud de un terremoto.....	17
2.1.3.3 Energía de un terremoto.....	21
<b>2.1.4 Ondas sísmicas .....</b>	<b>23</b>
2.1.4.1 Ondas de cuerpo .....	23
2.1.4.2 Ondas superficiales .....	24
2.1.4.3 Instrumentos sísmicos.....	25
2.1.4.4 Localización de un terremoto.....	26
2.2 SISMICIDAD EN CHILE .....	26
<b>2.2.1 Antecedentes históricos .....</b>	<b>27</b>
2.2.1.1 Terremotos importantes en Chile.....	27
2.2.1.2 Sismicidad histórica período 1570 – 2005 .....	31
<b>2.2.2 Causas de los terremotos en Chile.....</b>	<b>31</b>
2.2.2.1 Sismos de subducción o interplaca .....	31
2.2.2.2 Otros mecanismos de terremotos .....	32
2.2.2.3 Distribución de la sismicidad.....	33
<b>2.2.3 Riesgo sísmico y zonificación sísmica en Chile.....</b>	<b>34</b>
2.2.3.1 Riesgo sísmico .....	34
2.2.3.2 Zonificación sísmica.....	36
<b>CAPÍTULO III. DINÁMICA DE SUELOS.....</b>	<b>38</b>
3.1 FUNDAMENTOS DE VIBRACIONES .....	38
<b>3.1.1 Vibraciones libres .....</b>	<b>38</b>

3.1.2	<b>Vibraciones forzadas</b> .....	<b>39</b>
3.1.3	<b>Vibraciones amortiguadas</b> .....	<b>40</b>
3.1.4	<b>Vibraciones forzadas amortiguadas</b> .....	<b>42</b>
3.2	<b>PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS</b> .....	<b>43</b>
3.2.1	<b>Conceptos básicos de propagación de ondas</b> .....	<b>44</b>
3.2.1.1	Tipos y características de las ondas .....	44
3.2.1.2	Ecuación de onda .....	45
3.2.2	<b>Velocidad de las ondas sísmicas</b> .....	<b>46</b>
3.2.2.1	Velocidad de las ondas de cuerpo .....	46
3.2.2.2	Velocidad de las ondas superficiales .....	47
3.2.2.3	Relación entre velocidades .....	48
3.3	<b>COMPORTAMIENTO DINÁMICO DEL SUELO</b> .....	<b>49</b>
3.3.1	<b>Propiedades dinámicas de los suelos</b> .....	<b>49</b>
3.3.1.1	Módulo de corte y razón de amortiguamiento .....	50
3.3.1.2	Factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo .....	53
3.3.1.3	Medición de propiedades en ensayos de laboratorio .....	54
3.3.1.4	Medición de propiedades en ensayos de terreno .....	57
3.3.2	<b>Efectos de los sismos en el suelo</b> .....	<b>59</b>
3.3.2.1	Densificación .....	60
3.3.2.2	Licuefacción .....	61
3.3.2.3	Fallas de taludes .....	61
3.3.2.4	Amplificación sísmica .....	63
	<b>CAPÍTULO IV. LICUEFACCIÓN</b> .....	<b>65</b>
4.1	<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>65</b>
4.1.1	<b>Descripción de la licuefacción</b> .....	<b>65</b>
4.1.2	<b>Ejemplos de licuefacción</b> .....	<b>68</b>
4.1.3	<b>Terminología</b> .....	<b>71</b>
4.1.3.1	Licuefacción de flujo .....	71
4.1.3.2	Movilidad cíclica .....	72
4.1.4	<b>Evaluación de riesgo de licuefacción</b> .....	<b>72</b>
4.2	<b>SUSCEPTIBILIDAD DE LICUEFACCIÓN</b> .....	<b>73</b>
4.2.1	<b>Suelos susceptibles</b> .....	<b>73</b>
4.2.1.1	Criterios de susceptibilidad .....	73
4.2.1.2	Suelos no cohesivos .....	74
4.2.1.2	Suelos con presencia de finos .....	74
4.2.2	<b>Factores de la licuefacción</b> .....	<b>76</b>
4.3	<b>EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN</b> .....	<b>77</b>
4.3.1	<b>Procedimiento simplificado</b> .....	<b>78</b>
4.3.2	<b>Caracterización de carga cíclica</b> .....	<b>78</b>
4.3.3	<b>Caracterización de resistencia cíclica</b> .....	<b>82</b>
4.3.4	<b>Evaluación de la resistencia basada en el ensayo de penetración estándar</b> .....	<b>83</b>
4.3.4.1	Descripción general del ensayo de penetración estándar .....	83
4.3.4.2	Correcciones para el SPT .....	85
4.3.4.3	Curva base para arenas limpias .....	88

4.3.4.4	Corrección por contenido de finos .....	89
<b>4.3.5</b>	<b>Factores de escala de magnitud .....</b>	<b>92</b>
<b>4.3.6</b>	<b>Otras correcciones .....</b>	<b>94</b>
4.3.6.1	Factor de corrección por alta presión de sobrecarga .....	94
4.3.6.2	Factor de corrección por pendiente del terreno .....	95
4.3.6.3	Influencia de la edad del depósito .....	96
<b>4.3.7</b>	<b>Factores sísmicos.....</b>	<b>97</b>
4.3.7.1	Magnitud del terremoto .....	97
4.3.7.2	Aceleración máxima del terreno .....	98
<b>4.3.8</b>	<b>Determinación del potencial de licuefacción .....</b>	<b>98</b>
4.4	EFFECTOS DE LA LICUEFACCIÓN .....	99
<b>4.4.1</b>	<b>Fallas del terreno .....</b>	<b>100</b>
4.4.1.1	Fallas de flujo y deslizamientos .....	100
4.4.1.2	Desplazamientos laterales .....	101
4.4.1.3	Oscilaciones del terreno .....	101
4.4.1.4	Pérdida de la capacidad de soporte y flotación .....	102
4.4.1.5	Asentamientos y volcanes de arena .....	102
4.4.1.6	Aumento de la presión lateral sobre estructuras de contención .....	103
<b>4.4.2</b>	<b>Medidas para mitigar los efectos de la licuefacción.....</b>	<b>103</b>
4.4.2.1	Evitar áreas donde pueda ocurrir la licuefacción .....	104
4.4.2.2	Estructuras resistentes a la licuefacción .....	104
4.4.2.3	Mejoramiento del suelo .....	105
<b>CAPÍTULO V. PROGRAMA PARA LA DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN USANDO EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR .....</b>		<b>108</b>
5.1	INTRODUCCIÓN AL PROGRAMA.....	108
5.1.1	Teoría de cálculo usada por el programa .....	108
5.1.2	Ventana inicial .....	109
5.2	INGRESO DE DATOS .....	109
5.2.1	Ventana de ingreso de las condiciones del problema.....	109
5.2.2	Ventana de ingreso de datos del ensayo de penetración estándar .....	111
5.3	OBTENCIÓN DE RESULTADOS .....	112
<b>CAPÍTULO VI. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....</b>		<b>113</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>		<b>115</b>
<b>ANEXO A .....</b>		<b>119</b>
ESCALA MODIFICADA DE MERCALLI (NCh 3 OF 1961) .....		119
<b>ANEXO B .....</b>		<b>120</b>
SISMOS IMPORTANTES Y/O DESTRUCTIVOS PERÍODO 1570 – 2005 CON MAGNITUDES $M_S$ MAYORES DE 7,5 (SERVICIO SISMOLÓGICO, 2006).....		120
<b>ANEXO C .....</b>		<b>121</b>
PROBLEMA ILUSTRATIVO DE DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN .....		121

## Resumen

En esta tesis se estudia en detalle el fenómeno de la licuefacción de los suelos granulares saturados, cuando son sometidos a cargas sísmicas, y se presenta el procedimiento simplificado desarrollado por los autores Seed e Idriss, para evaluar el potencial de licuefacción. Además se desarrolla un programa, basado en el procedimiento simplificado, en lenguaje Visual Basic. En este programa se ingresan los datos del problema, como cargas verticales y tipo de suelo, además de los datos obtenidos con el ensayo de penetración estándar (SPT) y se obtiene un factor de seguridad, el cual es un número que representa el potencial de licuefacción de un suelo. En general, si el factor de seguridad es menor que 1,3 se produce licuefacción, por lo que a mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia del suelo a la licuefacción.

## Abstract

In this thesis he studies in detail the liquefaction phenomena, of the granular soils saturated, phenomenon when they are subdued to seismic loads and the simplified procedure shows developed for the authors Seed and Idriss, to evaluate the liquefaction potential. Moreover a program develops based in the simplified procedure, in Visual Basic language. In this program enter the problem, loads data vertical and standard, fellow of soil, in addition to the obtained data with the standard penetration test (SPT) and a factor of safety is obtained, which is a number that represents the liquefaction potential of a soil. In general, if the safety factor is younger that 1,3 produces liquefaction, regarding bigger safety factor, bigger himself he is the liquefaction the resistance of the soil.

## Capítulo I. Introducción

### 1.1 *Planteamiento del problema*

La principal motivación de esta tesis es iniciar estudios sobre el comportamiento sísmico del suelo, debido a la naturaleza sísmica de nuestro país, y porque la experiencia de sismos anteriores indica que muchos de los daños a estructuras causados por terremotos, se deben a fallas del suelo, y en numerosos casos debido a la licuefacción del terreno, como señalan varios autores.

Las investigaciones de los daños ocasionados por terremotos recientes a todo tipo de estructuras, como edificios, instalaciones industriales, puentes, caminos, obras portuarias y embalses, han permitido concluir que un gran porcentaje de fallas estructurales han ocurrido como consecuencia de comportamientos desfavorables de los suelos de fundación (Troncoso, 1992).

Históricamente la licuefacción de los suelos de fundación granulares saturados ha representado una importante causa de falla de los puentes. Por ejemplo, durante el terremoto de 1964 ocurrido en Alaska, 9 puentes colapsaron completamente y 26 sufrieron deformaciones severas o colapso parcial. Investigaciones realizadas indican que la licuefacción de los suelos de fundación jugó un papel importante en los daños sufridos por estos puentes, en los cuales la pérdida de apoyo de las fundaciones provocó grandes desplazamientos de las pilas y estribos (AASHTO, 2004).

En el suelo licuado se producen grandes deformaciones para muy bajos esfuerzos de corte, las cuales causan daños a los edificios, puentes, líneas vitales y obras de infraestructura en general (Coronado et al., 1999).

Uno de los terremotos más estudiados de Chile, es el terremoto del 3 de Marzo de 1985, ya que afectó la zona central del país, donde se encuentran los principales edificios altos, importantes instalaciones industriales y la mayor infraestructura portuaria y vial. De acuerdo a Troncoso (1992), este terremoto ( $M_s = 7,8$ ) causó la destrucción de tres presas de relaves, veinte presas de tierra, tres puentes importantes, tres sitios del puerto de San Antonio y dos sitios del puerto de Valparaíso, por fallas de los suelos de fundación o de relleno. En consecuencia, la experiencia de los efectos de los sismos recientes indica que el suelo tiene una influencia importante en los daños causados a las estructuras, tanto como medio de propagación de las ondas sísmicas como por las propias alteraciones o fallas que afectan su capacidad soportante.

Los comportamientos desfavorables de los suelos de fundación que señala Troncoso son deformaciones excesivas, disminución de la capacidad soportante, amplificaciones de los movimientos sísmicos o licuefacción, siendo este último fenómeno, el tema principal de esta tesis, pues las consecuencias de la falla de un suelo por licuefacción son catastróficas, las que pueden ser hundimientos, volcamientos, desplomes, asentamientos diferenciales, colapso de puentes o flotación de estructuras livianas enterradas.

Es por esto que es importante estudiar este problema y desarrollar herramientas que permitan a los ingenieros predecir los riesgos de construir una estructura sobre un determinado terreno potencialmente licuable. Al respecto existen varios métodos para evaluar el potencial de licuefacción de un suelo, pero en esta tesis solo estudiaremos uno de estos métodos, conocido con el nombre de procedimiento simplificado, y que fue propuesto por primera vez por H. Bolton Seed y Izzat M. Idriss, ambos profesores de la Universidad de California en Berkeley, en el año 1971, y mejorado por los mismos autores y otros en publicaciones posteriores.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo general**

Estudiar el problema de la licuefacción de los suelos cuando son sometidos a cargas sísmicas y presentar el procedimiento simplificado, que utiliza el ensayo de penetración estándar (SPT) como prueba de terreno y permite obtener, a partir de los datos de este ensayo, el potencial de licuefacción de un suelo bajo determinadas cargas.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Dar a conocer los conceptos más importantes de sismología y dinámica de suelos, para comprender con claridad el fenómeno de la licuefacción.
- Explicar el método para llevar a cabo una completa evaluación de riesgo de licuefacción.
- Demostrar la importancia, en un país sísmico como el nuestro, de estudiar este fenómeno y de contar con las herramientas para evaluar el potencial de licuefacción.
- Desarrollar un programa computacional en Visual Basic que realice el procedimiento simplificado.

## Capítulo II. Nociones de sismología y sismicidad en Chile

### 2.1 Nociones de sismología

Los terremotos son vibraciones de la corteza terrestre producidas por una rápida liberación de energía. La energía liberada se propaga en forma de ondas, desde el origen del terremoto, denominado foco o hipocentro. La proyección del foco sobre la superficie de la tierra se llama epicentro (Figura 2.1). Estas vibraciones se producen como consecuencia de la ruptura de rocas que han sido sometidas a esfuerzos que superan sus límites de resistencia, generalmente debido al deslizamiento de la corteza terrestre a lo largo de una falla. El movimiento que se produce a lo largo de las fallas puede explicarse acudiendo a la teoría de la tectónica de placas. Las placas móviles interactúan entre sí, deformando las rocas en sus bordes, donde se producen la mayor parte de los terremotos. Además, en cuanto termina un terremoto, el movimiento continuo de las placas se reinicia, generando deformación en las rocas hasta que éstas vuelven a fracturarse.

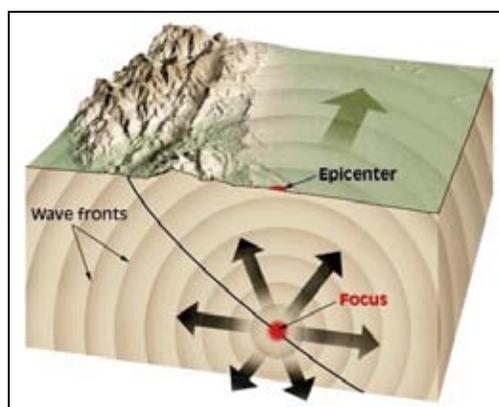


Figura 2.1 Foco y epicentro de un terremoto (Tasa, 1998).

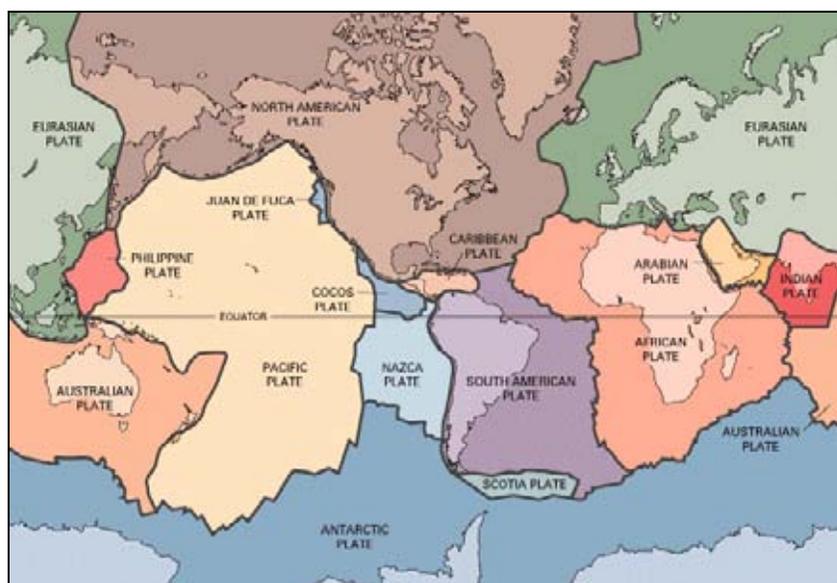
#### 2.1.1 Tectónica de placas

La corteza terrestre, que es la capa más externa y fina de la tierra, se divide en corteza oceánica y corteza continental. Su grosor oscila entre 3 kilómetros, bajo las dorsales oceánicas y alrededor de 70 kilómetros, bajo algunas cadenas montañosas, como los Andes o el Himalaya. La corteza terrestre se ubica sobre el manto superior, el cual es capaz de fluir lentamente bajo la corteza, permitiendo el desplazamiento de grandes masas rocosas.

La corteza y parte del manto superior, forman una capa relativamente rígida y fría, denominada litosfera. A una profundidad de unos 660 kilómetros se encuentra una capa blanda y plástica, conocida con el nombre de astenosfera. Las rocas de la litosfera se vuelven más

dúctiles a medida que aumenta la profundidad, debido a que también aumenta la temperatura, llegando a alcanzarse la temperatura de fusión de las rocas, sin embargo, a mayor profundidad, la mayor presión compensa los efectos de la mayor temperatura y las rocas vuelven a solidificarse. Esto permite la existencia de una porción de roca fundida, permitiendo a la litosfera moverse con independencia de las rocas situadas bajo la astenosfera.

Este movimiento de la corteza terrestre a lo largo de millones de años ha modificado la superficie de la tierra y el fondo de los océanos, formando cadenas montañosas y dorsales submarinas. La teoría que modela y explica estos fenómenos se denomina tectónica de placas. Según este modelo, la litosfera está dividida en fragmentos llamados placas, como muestra la figura 2.2. Existen siete placas principales, la placa Norteamericana, la placa Sudamericana, la placa del Pacífico, la placa Africana, la placa Euroasiática, la placa Australiana y la placa de la Antártica. También existen placas más pequeñas, como la placa de Nazca, la Filipina, la de Scotia, la de Arabia y la de Cocos. Estas placas se mueven a velocidades muy lentas, pero constantes, de unos pocos centímetros al año.



**Figura 2.2** Placas litosféricas (USGS, 2004).

### 2.1.1.1 Tipos de fallas

Asociadas a los bordes de placa, se encuentran las fallas donde se producen los terremotos. Las fallas son fracturas en la corteza a lo largo de las cuales ha tenido lugar un desplazamiento apreciable. Los movimientos súbitos a lo largo de las fallas son la causa de la mayoría de los terremotos. Se conocen varios tipos de fallas, las cuales pueden tener desplazamiento vertical (fallas normales y fallas inversas), o desplazamiento horizontal (fallas transformantes).

*Fallas normales*

Las fallas con desplazamiento vertical se clasifican como fallas normales cuando el techo (bloque de roca que se encuentra por encima de la falla) se desplaza hacia abajo, en relación con el muro (bloque inferior). Este tipo de falla es predominante en los bordes divergentes.

*Fallas inversas*

Son fallas con desplazamiento vertical en las cuales el bloque de techo se mueve hacia arriba con respecto al bloque de muro. Cuando estas fallas tienen buzamientos (inclinación del plano de falla) inferiores a 45° se llaman cabalgamientos. Este tipo de falla se produce en los bordes convergentes.

*Fallas transformantes*

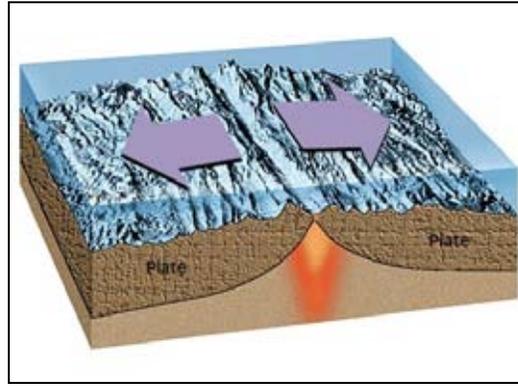
Cuando el movimiento entre los bloques es horizontal y paralelo a la dirección de la superficie de la falla, se llaman fallas de desplazamiento horizontal o fallas transformantes.

**2.1.1.2 Bordes de placa**

Todas las interacciones entre las placas se producen en los bordes. Existen tres tipos de bordes entre placas, bordes divergentes, bordes convergentes y bordes de falla transformante. Cada placa está rodeada por una combinación de estas zonas, por ejemplo, la placa de Nazca, tiene una zona divergente en su borde oeste, un borde convergente en el este, frente a la costa de Chile, y varias fallas transformantes.

*Bordes divergentes*

La mayoría de estos bordes, donde se produce una separación de las placas, se sitúan a lo largo de las dorsales oceánicas. A medida que las placas se separan, las grietas se llenan de roca fundida que asciende desde la astenosfera. Este material caliente se enfría generando nuevas rocas en el fondo oceánico. Este tipo de bordes generalmente no produce terremotos, pues no existe interacción directa entre las placas, ya que estas se están separando (Figura 2.3).

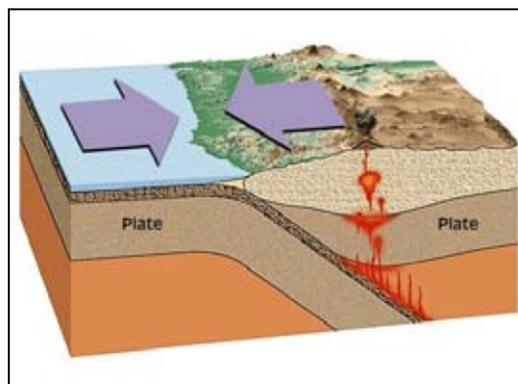


**Figura 2.3** Borde divergente (Tasa, 1998).

### *Bordes convergentes*

Las zonas de convergencia entre las placas son los lugares donde la litosfera es subducida y absorbida en el manto. Cuando dos placas convergen, el borde frontal de una se dobla hacia abajo, lo que permite que descienda. Existen tres tipos de convergencia entre placas, la convergencia océano-continente, la convergencia océano-océano y la convergencia continente-continente.

Para nosotros, la convergencia océano-continente es la más importante, pues este es el mecanismo por el cual se producen los terremotos en Chile (Figura 2.4). Siempre que se produce convergencia entre una placa de corteza oceánica con una placa de corteza continental, la placa oceánica se hundirá en la astenosfera, mientras la placa continental permanecerá arriba, esto debido a que la corteza continental es menos densa que la corteza oceánica.



**Figura 2.4** Borde convergente (Tasa, 1998).

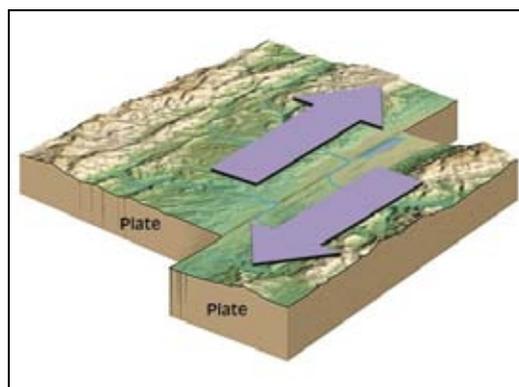
La región donde se produce el descenso de una placa oceánica hacia la astenosfera se llama zona de subducción. A medida que las placas se deslizan una sobre otra, se produce una fosa submarina, como la que se encuentra frente a nuestras costas, llamada fosa Perú-Chile. El ángulo con el cual la litosfera oceánica desciende a la astenosfera es relevante para la actividad sísmica de la zona. Cuando este ángulo es pequeño, existe un alto acoplamiento entre la placa descendente y la placa superior, por consiguiente, esas regiones experimentan grandes

terremotos. Ésta es la situación que existe a lo largo de varias zonas de la fosa Perú-Chile. Por el contrario, zonas de subducción con ángulos de descenso más empinados, generan pocos terremotos fuertes, como en el caso de la fosa de las Marianas.

Cuando la placa descendente alcanza una profundidad de 100 o 150 kilómetros, el calor producido por la fricción entre las placas puede fundir algunas rocas del manto, generando un magma líquido, este magma, al ser menos denso que las rocas sólidas, asciende por flotación hasta la corteza continental, donde puede fundir parte de las rocas de la corteza, mezclándose con ellas. Finalmente, el magma puede llegar hasta la superficie, dando lugar erupciones volcánicas. La cordillera de los Andes, es el producto de los magmas generados a medida que la placa de Nazca desciende por debajo del continente.

### *Bordes de falla transformante*

El tercer tipo de borde de placa se caracteriza por fallas de desplazamiento horizontal, en las cuales las placas se deslizan una al lado de la otra (Figura 2.5). La mayoría de las fallas transformantes se encuentran en las cuencas oceánicas, sin embargo existen algunas que atraviesan la corteza continental, como la falla de San Andrés, en California. Ésta es sin duda la falla más estudiada desde el punto de vista sísmico, pues ha producido grandes terremotos en una zona muy poblada de los Estados Unidos, donde se encuentran importantes ciudades como San Francisco y Los Ángeles, que han sufrido los devastadores efectos de la actividad sísmica en la región, como el famoso terremoto de San Francisco de 1906.

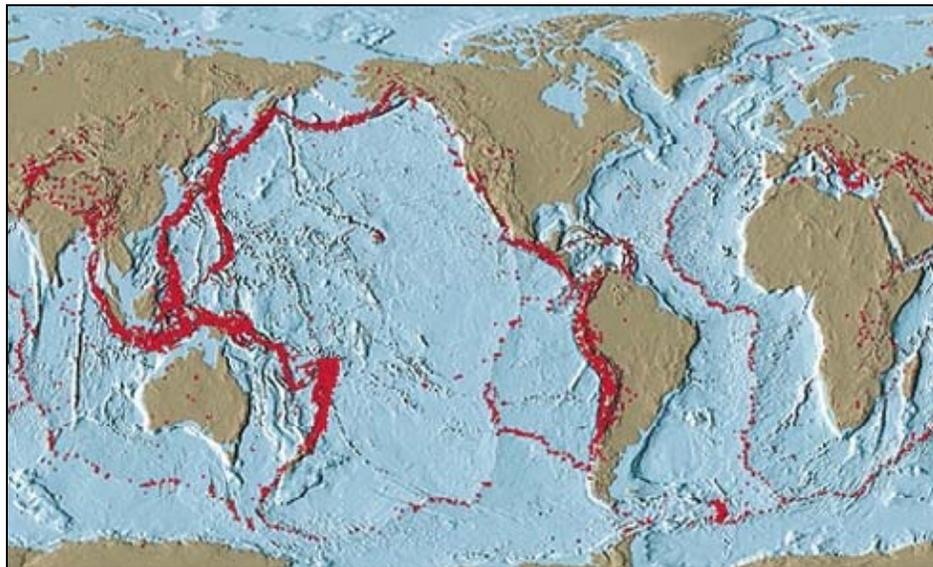


**Figura 2.5** Borde de falla transformante (Tasa, 1998).

### **2.1.2 Generación de los terremotos**

La estrecha relación entre los bordes de placa y la actividad sísmica ha sido demostrada a lo largo de los años mediante el análisis estadístico de los datos que han proporcionado los terremotos. Los sismos se originan por el rompimiento de rocas de la litosfera, que han estado por varios años, sometidas a la acción de esfuerzos más o menos continuos. La distribución

global de estos esfuerzos depende de dinámicas internas conocida como dinámica de placas, que son las que constituyen globalmente la denominada tectónica de placas. Por lo tanto, los sismos no se distribuyen aleatoriamente en la Tierra, sino principalmente en los bordes de las placas, que según la mecánica, son los sitios donde con mayor facilidad se libera la energía ocasionada por los esfuerzos, como muestra la figura 2.6. Localmente un sismo se desarrolla en sitios de debilidad de las rocas, generalmente son sitios donde ya ha habido rompimiento y desplazamiento y que se conocen como fallas geológicas (Briceño et al., 2004). En la figura puede observarse que la distribución de los terremotos en el mundo coincide con los bordes de placa mostrados anteriormente, en particular en las zonas de subducción, como en el caso de la costa de Chile.



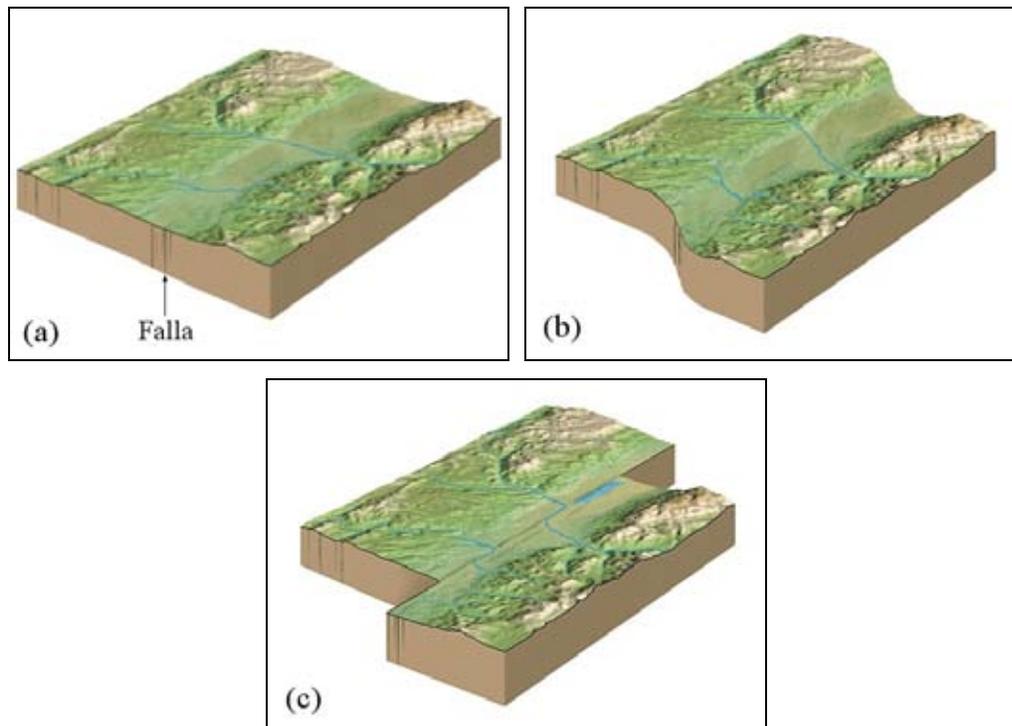
**Figura 2.6** Distribución de los terremotos con magnitudes iguales o superiores a 5 durante el período 1980-1990 (Tasa, 1998).

Aproximadamente el 95 % de la energía liberada por los terremotos se origina en unas pocas zonas alrededor del mundo, conocidas con el nombre de cinturones sísmicos. La mayor energía se libera a lo largo de un cinturón que recorre el borde externo del océano pacífico y que se denomina cinturón circum-Pacífico o anillo de fuego del Pacífico. En esta zona se encuentran las regiones de mayor actividad sísmica en el mundo, como Japón, Filipinas y Chile (Tarbuck y Lutgens, 2000).

#### **2.1.2.1 Rebote elástico**

El mecanismo de generación de los terremotos fue descubierto por H. F. Reid después del terremoto de San Francisco de 1906. Este terremoto generó un desplazamiento horizontal de varios metros a lo largo de la falla de San Andrés. El mecanismo de Reid se observa en la figura 2.7. En (a) se muestra una falla o rotura preexistente en la roca, en (b) las fuerzas tectónicas van deformando las rocas de la corteza, hasta que en (c) se produce la fractura de las rocas y la liberación de la energía acumulada. Las vibraciones que conocemos como un

terremoto se producen cuando las rocas deformadas vuelven elásticamente a su forma original, fenómeno conocido con el nombre de rebote elástico. La mayor parte de los terremotos se produce por esta rápida liberación de energía en los bordes de las placas.



**Figura 2.7** Rebote elástico, (a) posición original, (b) deformación de las rocas, (c) fractura y relajación (Tasa, 1998).

Aunque se acepta ampliamente la teoría del rebote elástico, todavía es difícil predecir con exactitud donde y cuando ocurrirá un terremoto, pues la deformación de las rocas y la liberación de energía pueden producirse en distintas zonas de las placas, además el tiempo que éstas acumulan energía es variable, generando sismos de distinta magnitud. Por ejemplo, en la falla de San Andrés cada segmento se comporta de manera algo diferente a los otros. Algunas porciones muestran un desplazamiento lento y gradual (fault creep), que ocurre de una manera relativamente suave y, por consiguiente, con poca actividad sísmica apreciable. Otros segmentos se deslizan de manera regular, produciendo terremotos pequeños. Aún otros segmentos permanecen bloqueados y almacenan energía elástica durante centenares de años antes de romperse provocando grandes terremotos. El último proceso exhibe periodos alternativos de comportamiento bloqueado seguido de deslizamiento súbito (Tarbuck y Lutgens, 2000).

La información histórica de grandes terremotos en Chile ha permitido identificar la frecuencia con la que éstos se repiten. En el caso del terremoto de Valparaíso del 3 de Marzo de 1985, Saragoni (1985) señala que la zona central de Chile tiene una sismicidad caracterizada por la ocurrencia de terremotos de gran magnitud con epicentros marítimos en las vecindades de Valparaíso. Además desde la llegada de los españoles, habían ocurrido cuatro terremotos de magnitud de Richter superior a 8, en 1647, 1730, 1822 y 1906, de lo que se deduce que estos

eventos poseen un período de retorno de 85 años con una variación de más o menos 5 años. Es importante decir que estos antecedentes históricos fueron la motivación para impulsar un proyecto de investigación para estudiar las características de los terremotos que afectan la zona central de Chile y la instalación de una red de acelerógrafos de alta densidad, la que registró exitosamente por primera vez a nivel mundial un terremoto de magnitud Richter 7,8 en su zona epicentral (Saragoni et al., 1985).

#### **2.1.2.2 Profundidades sísmicas**

Los terremotos pueden originarse a profundidades que oscilan entre los 5 kilómetros y los 700 kilómetros. De esta manera, los focos sísmicos se clasifican por su profundidad en, superficiales, a los generados dentro de los primeros 70 kilómetros, intermedios, los que se originan entre 70 y 300 kilómetros, y profundos, aquellos cuyo foco se encuentra a más de 300 kilómetros. La gran mayoría de los terremotos se produce a profundidades inferiores a 100 kilómetros y casi todos los terremotos muy destructivos se originan a poca profundidad.

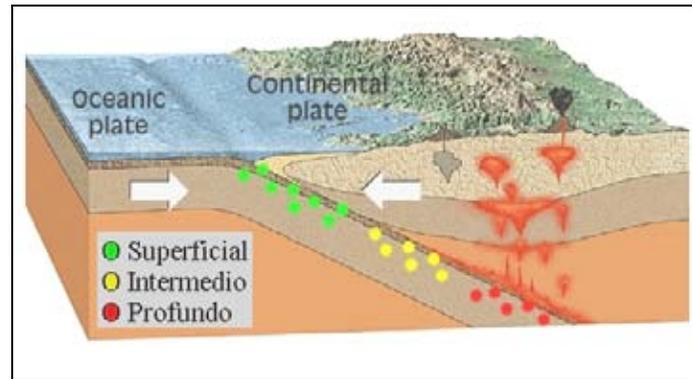
En general, la distribución de los terremotos no es aleatoria, y se ha comprobado que los terremotos generados a lo largo de las dorsales oceánicas siempre tienen un foco superficial, mientras que los terremotos de foco profundo solo se producen en las regiones situadas tierra adentro de las fosas oceánicas, en el cinturón circum-Pacífico.

En las zonas de subducción, donde la asociación entre los terremotos y los bordes de placa es notable, se produce una clara distribución de los terremotos según su profundidad. En el caso de Chile y Perú, donde la placa de Nazca está siendo subducida bajo la placa Sudamericana, los terremotos superficiales se producen cerca de la fosa oceánica, y los terremotos de foco intermedio o profundo se producen hacia tierra adentro (Figura 2.8). Aunque se han registrado terremotos superficiales de magnitud Richter 8,6, los terremotos de profundidad intermedia no han tenido valores superiores a 7,5 y los de foco profundo no han superado la magnitud de 6,9.

Los terremotos de foco superficial se producen a medida que la placa descendente interactúa con la litosfera situada encima, acumulando energía de deformación y fracturándose cuando las rocas alcanzan sus límites de resistencia. Cuanto más desciende la placa en la astenosfera, a mayor profundidad se generan los terremotos, sin embargo a medida que las rocas descienden se vuelven más dúctiles, generando terremotos más débiles.

Los primeros estudios realizados para conocer la geometría de las placas subducentes fueron realizados por Wadati y Benioff en 1935, los mismos que propusieron que la geometría de la placa dentro del proceso de subducción, tendría su origen, en la presencia de una gigantesca falla de penetración entre dos cuerpos rígidos. Esta hipótesis es muy cercana a la que

actualmente define a una zona de subducción y es conocida como zona de Wadati – Benioff (Quispe, 2003).



**Figura 2.8** Zona Wadati – Benioff (Tasa, 1998)

Por debajo de los 690 kilómetros, se han registrado muy pocos terremotos, debido a que la placa descendente se ha calentado lo suficiente como para perder su rigidez. Los terremotos de foco intermedio se producen de manera similar a los superficiales, porque la placa que desciende se enfría lentamente, manteniéndose rígida hasta unos 300 kilómetros de profundidad. Sin embargo, la causa de los terremotos de foco profundo aun no se conoce con exactitud, aunque su estrecha asociación con las zonas de subducción está bien documentada. Como las zonas de subducción son las únicas donde las rocas de la corteza se ven obligadas a descender a grandes profundidades, son los únicos lugares donde se pueden producir estos terremotos.

### 2.1.3 Intensidad y magnitud de los terremotos

Existen dos maneras de medir la fuerza de un terremoto, la primera, llamada intensidad, está basada en el daño producido a las estructuras y en las reacciones de la gente, la segunda, llamada magnitud, mide la cantidad de energía liberada por el terremoto. A continuación se describen la escala de intensidad y las diferentes escalas de magnitud más usadas por los sismólogos.

#### 2.1.3.1 Intensidad de un terremoto

La intensidad de un terremoto está basada en las observaciones de daño a los edificios, en la presencia de efectos secundarios, como deslizamientos, licuefacción y grietas en el terreno, y en como ha sido sentido por las personas. La intensidad es fácil de definir en zonas urbanas por la cantidad de daños producidos, pero es muy difícil de evaluar en áreas rurales. La escala más utilizada para determinar la intensidad de un terremoto es la escala modificada de Mercalli (MM). El rango de intensidades de esta escala va desde un movimiento apenas sentido (Grado I), hasta un terremoto que produce una destrucción total (Grado XII).

En base a la información de las intensidades en los distintos lugares afectados por un terremoto, los sismólogos pueden dibujar un mapa con curvas de intensidad, análogas a las curvas de nivel en topografía, uniendo los puntos en los cuales la intensidad es la misma, llamadas isosistas. En general, se puede ubicar el epicentro del terremoto en las cercanías de la zona donde se alcanzan las mayores intensidades, sin embargo, esta regla no siempre se cumple debido al efecto local del suelo.

La escala que se utiliza actualmente en Chile corresponde a la escala modificada de Mercalli, definida en la norma chilena *Escala de intensidad de los fenómenos sísmicos* (NCh 3 Of 1961), la cual se puede consultar en el Anexo A.

La escala de intensidad de Mercalli evalúa el daño producido por un terremoto en una localización específica, por lo tanto la intensidad depende no sólo de la fuerza del terremoto, sino también de la distancia al epicentro, la naturaleza de los suelos y el diseño de los edificios. Esta escala es muy importante para cuantificar el daño en términos sociales, sin embargo, no es una medida verdadera de la fuerza real del terremoto.

### **2.1.3.2 Magnitud de un terremoto**

De acuerdo a Tarbuck y Lutgens (2000), para determinar la cantidad de energía liberada durante un terremoto, se utiliza la escala de Richter, que clasifica a los terremotos de acuerdo a su magnitud. El sistema desarrollado por Richter en 1935 determina las magnitudes de los terremotos a partir del análisis de los sismogramas. La escala de Richter se utiliza en todo el mundo, por lo que se ha establecido una distancia normalizada de 100 kilómetros y el instrumento Wood-Anderson como el dispositivo de registro normalizado, con el objeto de que las estaciones sísmicas de distintos lugares obtengan la misma magnitud para un terremoto dado sin importar donde se encuentren.

La magnitud Richter se determina midiendo la amplitud de la mayor onda registrada en el sismograma. Como la fuerza de los terremotos es muy variable, los grandes terremotos producen registros con amplitudes miles de veces superiores a los temblores débiles, se utiliza una escala logarítmica para expresar la magnitud. Ya que la magnitud es una cantidad basada en el logaritmo de la amplitud máxima del movimiento del suelo, grandes diferencias en los valores instrumentales registrados, sólo se reflejan como pequeñas diferencias en la magnitud del evento (Lüders et al., 1988). En esta escala, un aumento de diez veces en la amplitud de onda corresponde a un aumento de 1 en la escala de magnitud.

La escala de Richter no diferencia de manera adecuada los terremotos que tienen magnitudes muy altas, ya que estos terremotos tienen amplitudes de onda casi iguales, por lo que la escala de Richter se satura a este nivel. Debido a este problema se han ideado otras escalas para establecer la magnitud de un terremoto.

Actualmente se utilizan varias escalas de magnitud, de las cuales las más comunes son la magnitud local, la magnitud de ondas superficiales, la magnitud de ondas internas y la magnitud de momento sísmico, dependiendo generalmente de las características del sismo y de la distancia de los instrumentos al epicentro. Estas magnitudes se verán en detalle a continuación, pero es importante señalar que no son las únicas que existen.

### *Magnitud local*

La primera escala de magnitudes sísmicas definida por Richter en 1935, se conoce como magnitud local, pues fue desarrollada originalmente para terremotos superficiales y locales. Por lo tanto esta escala solo funciona bien para sismos en los que los instrumentos se encuentran a una distancia menor de 600 kilómetros con respecto al epicentro. También se denomina simplemente magnitud de Richter. Matemáticamente se expresa como (USGS, 2003):

$$M_L = \log A - \log A_0 = \log \frac{A}{A_0}$$

Donde:

$M_L$  = magnitud local

$A$  = amplitud máxima en milímetros, registrada por el sismógrafo de torsión Wood-Anderson (amplificación 2800 y periodo natural 0,85 segundos)

$A_0$  = 0,001 mm, amplitud de referencia, que corresponde a un terremoto tomado como patrón de magnitud  $M_L = 0$

De este modo, la magnitud es un número, característico de cada terremoto e independiente de la localización de la estación de registro (Briceño et al., 2004). Existen fórmulas, gráficos y tablas para ajustar la magnitud para distancias al epicentro diferentes a 100 kilómetros y mediciones realizadas por un instrumento que no sea el antes mencionado. Normalmente se utilizan relaciones que permiten calcular la magnitud a través de agregar correcciones al valor obtenido a partir de los registros hechos por diferentes instrumentos ubicados a distintas distancias del epicentro. La forma típica de estas expresiones es:

$$M = \log A + E_1(D) + E_2(Inst)$$

En que  $A$  es la amplitud máxima registrada en milímetros,  $E_1$  es una corrección por distancia al epicentro  $D$ , y  $E_2$  es una corrección por el tipo de instrumento. Valores típicos de  $E_1$  para 50, 100 y 200 kilómetros son 2,6; 3,0 y 3,5 respectivamente, los valores de la corrección por tipo de instrumento  $E_2$ , oscilan entre -0,2 y +0,2 (Lüders et al., 1988).

#### *Magnitud de ondas superficiales*

Con el objeto de poder medir eficientemente sismos generados a grandes distancias, se utilizan ondas superficiales Rayleigh, de largo periodo ( $T \approx 20$  s), de acuerdo a la siguiente fórmula (USGS, 2003):

$$M_s = \log(A/T) + 1,66 \log D + 3,3$$

Donde:

$M_s$  = magnitud de ondas superficiales

$A$  = amplitud vertical del terreno, medida en micras ( $\mu\text{m}$ )

$T$  = periodo en segundos, con rango entre 18 y 22 segundos

$D$  = distancia epicentral en grados geocéntricos (ángulo estación – epicentro) con rango entre  $20^\circ$  y  $160^\circ$

Esta escala de magnitud se utiliza frecuentemente para terremotos moderados a grandes, que tienen un foco superficial y en que el instrumento se encuentra a una distancia menor de 1000 kilómetros del epicentro. Además en este caso no se aplican correcciones por profundidad y da valores congruentes para profundidades focales menores de 50 kilómetros (Briceño et al., 2004).

#### *Magnitud de ondas internas*

Para terremotos de foco profundo es necesario trabajar con ondas internas o de cuerpo, pues casi no se generan ondas superficiales. Para el caso de ondas de compresión se utiliza la siguiente ecuación, definida por Gutenberg y Richter en 1956 (USGS, 2003):

$$m_b = \log(A/T) + Q(D, h)$$

Donde:

- $m_b$  = magnitud de ondas internas  
 $A$  = amplitud vertical del terreno, medida en micras ( $\mu\text{m}$ )  
 $T$  = periodo en segundos, con rango entre 0,1 y 3,0 segundos  
 $Q$  = factor de atenuación, es una función de la distancia epicentral ( $D \geq 5^\circ$ ) y la profundidad focal ( $h$ ) en kilómetros

### *Magnitud de momento sísmico*

La magnitud de momento sísmico ha sido la más comúnmente utilizada para determinar la magnitud de los terremotos grandes.

Las escalas de magnitud  $M_s$  y  $m_b$  no reflejan adecuadamente el tamaño de sismos muy grandes, subestiman su valor y dan una estimación poco exacta de la energía liberada, lo que se ha denominado saturación de las escalas de magnitud. Las máximas magnitudes de ondas de cuerpo se encuentran alrededor de 6,5 a 6,8, y las máximas magnitudes de ondas superficiales están entre 8,3 a 8,7. Así también la magnitud definida empíricamente con base en la amplitud de las ondas sísmicas no permite definir el tamaño del sismo en términos del proceso físico de ruptura y de las dimensiones de la zona de dislocación (SNET, 2006).

Es por esto que se ha definido una nueva escala de magnitudes, la magnitud de momento ( $M_w$ ), basada en el concepto de momento sísmico, el cual ha aportado una medida para designar el tamaño de un sismo que está en función directa de las propiedades físicas de la roca y de las dimensiones del área que sufre la ruptura (SNET, 2006).

La magnitud de momento sísmico analiza las ondas sísmicas de períodos muy largos. En esta escala ampliada, el terremoto de San Francisco de 1906, con una magnitud de onda superficial de 8,3, se degradaría a 7,9, mientras que el terremoto de Alaska de 1964, con una magnitud Richter de 8,4, aumentaría a 9,2. Utilizando la magnitud de momento, el terremoto más fuerte registrado es el terremoto de Chile de 1960, con una magnitud de 9,5 (Tarbuck y Lutgens, 2000).

La magnitud de momento sísmico se puede obtener fácilmente de la siguiente relación, propuesta por Hanks y Kanamori en 1979 (USGS, 2003):

$$M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 10,7$$

Donde:

$M_w$  = magnitud de momento sísmico

$M_0$  = momento sísmico

Por lo tanto el problema ahora se reduce a calcular el momento sísmico, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$M_0 = \mu \cdot \Delta\mu \cdot A$$

Donde:

$\mu$  = coeficiente de rigidez o cizallamiento del medio

$\Delta\mu$  = dislocación o separación media entre los planos involucrados en el rompimiento

$A$  = área total del plano de rompimiento

Lamentablemente, no siempre es posible obtener estos datos en un terremoto, ya que las fallas, en la mayoría de los casos, no son visibles en la superficie de la tierra. Por esta razón existen métodos para calcular el momento sísmico a partir de la información que entregan los sismogramas.

### 2.1.3.3 Energía de un terremoto

Como ya se dijo, la magnitud busca cuantificar un terremoto en base a la energía sísmica liberada, por lo que los sismólogos Gutenberg y Richter definieron en 1956, una relación para obtener la energía sísmica (en erg), en función de la magnitud de ondas superficiales, la cual es la siguiente:

$$\log E_s = 11,8 + 1,5M_s$$

De la forma logarítmica de esta expresión, y del coeficiente que afecta la magnitud, resulta que a un aumento de la magnitud en una unidad, corresponde una amplificación de la energía liberada, por un factor de 32 aproximadamente (Lüders et al., 1988).

Al momento de un sismo, producto del choque de placas, gran parte de la energía acumulada en la corteza terrestre es liberada en forma de calor y una pequeña parte es irradiada en forma de ondas sísmicas (SNET, 2006). El término  $E_S$  corresponde a la energía transmitida en forma de ondas elásticas, pero la energía total ( $E_T$ ) liberada por el terremoto es mayor, pues también se debe considerar la energía disipada, principalmente en forma de calor ( $E_R$ ). Por lo tanto, la energía total es:

$$E_T = E_S + E_R$$

Resulta interesante determinar que parte de la energía total se transmite a través de las ondas sísmicas y que parte se pierde en forma de calor, sin embargo calcular el factor de acople o porcentaje de la energía total que se transforma en energía elástica, no es fácil y depende de muchos factores. En pruebas controladas, se ha encontrado que este factor es del orden de 0,1 a 1 % (Briceño et al., 2004).

El gran terremoto de mayo de 1960 en Chile, se calculó producido por un momento sísmico de  $2,5 \times 10^{30}$  erg, lo cual equivaldría a una magnitud  $M_w = 9,5$ , este parece haber sido el sismo de mayor energía del siglo pasado. Unos  $10^{25}$  erg equivalen aproximadamente a la energía de unos 8 millones de toneladas de TNT y producirían un sismo de magnitud 6 (Briceño et al., 2004).

A continuación se presenta una lista con los terremotos que han liberado mayor cantidad de energía, ocurridos en el mundo desde el año 1900 hasta el presente, según el U.S. Geological Survey.

Ranking	Localización	Fecha	Magnitud	Coordenadas	
1	Chile	22-05-1960	9,5	-38,240	-73,050
2	Prince William Sound, Alaska	28-03-1964	9,2	61,020	-147,650
3	Off the West Coast of Northern Sumatra	26-12-2004	9,1	3,300	95,780
4	Kamchatka	04-11-1952	9,0	52,760	160,060
5	Off the Coast of Ecuador	31-01-1906	8,8	1,000	-81,500
6	Rat Islands, Alaska	04-02-1965	8,7	51,210	178,500
7	Northern Sumatra, Indonesia	28-03-2005	8,6	2,080	97,010
8	Andreanof Islands, Alaska	09-03-1957	8,6	51,560	-175,390
9	Assam - Tibet	15-08-1950	8,6	28,500	96,500
10	Kuril Islands	13-10-1963	8,5	44,900	149,600
11	Banda Sea, Indonesia	01-02-1938	8,5	-5,050	131,620
12	Kamchatka	03-02-1923	8,5	54,000	161,000

**Tabla 2.1** Mayores terremotos en el mundo desde 1900 (USGS, 2006).

## 2.1.4 Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas se propagan a través de las rocas en todas direcciones desde el foco. Existen dos grupos principales de ondas sísmicas, las ondas de cuerpo o internas y las ondas superficiales. Las primeras se propagan por el interior de la Tierra, mientras que las segundas viajan sobre la parte externa de la Tierra.

### 2.1.4.1 Ondas de cuerpo

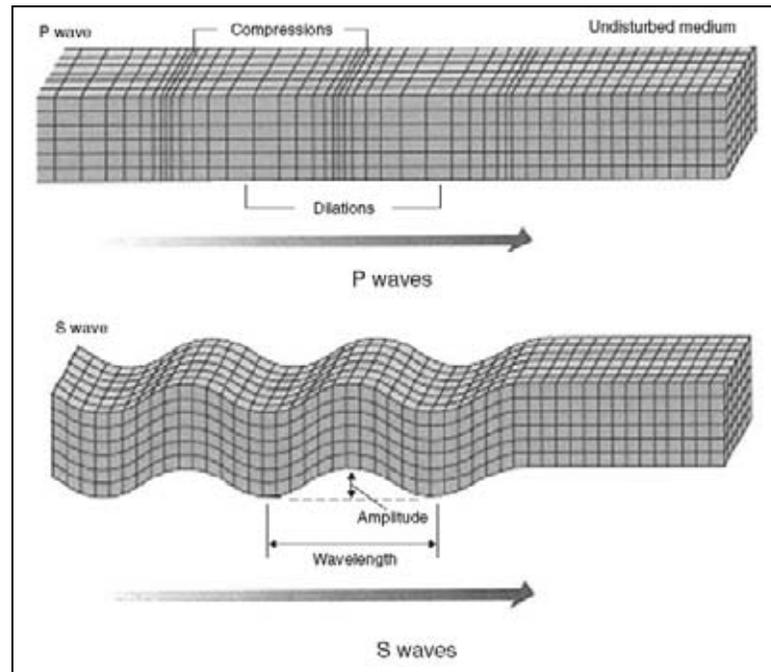
Las ondas de cuerpo se dividen a su vez en ondas primarias y ondas secundarias (Figura 2.9). Según Rosales (2001) se distinguen los siguientes tipos de ondas sísmicas de cuerpo:

*Primarias* (ondas P): son ondas de cuerpo que se propagan a mayor velocidad, por lo que a cualquier distancia del foco son registradas primero, de allí su nombre. Al propagarse hacen vibrar las partículas en el mismo sentido del tren de ondas, produciendo compresión y dilatación a su paso. Son conocidas también como ondas longitudinales. Estas ondas pueden propagarse a través de los sólidos, los líquidos y los gases, pues éstos se oponen a un cambio de volumen cuando son comprimidos y recuperan su forma elásticamente.

*Secundarias* (ondas S): son ondas de cuerpo que hacen vibrar las partículas en sentido perpendicular al de su propagación. Tienen velocidades menores que las ondas P. También son conocidas como ondas transversales o de corte. Como los fluidos (líquidos y gases) no pueden resistir esfuerzos de corte, no transmiten las ondas S.

Observando un registro sísmico (sismograma), puede verse una importante diferencia entre estos tipos de onda. Las ondas P son más rápidas, por lo que llegan primero al sismógrafo, luego llegan las ondas S, y finalmente las ondas superficiales. La velocidad promedio de las ondas P a través del granito (roca) es de 6 km/seg, y en el mismo material las ondas S tienen una velocidad 3,5 km/seg aproximadamente. La densidad y las propiedades de las rocas influyen en estas velocidades, por lo que son diferentes para cada material, sin embargo para cualquier sólido, las ondas P generalmente son 1,7 veces más rápidas que las ondas S. Una descripción más detallada sobre las velocidades y propagación de las ondas sísmicas se encuentra en el punto 3.2.2.

Además de la diferencia de velocidad, estas ondas tienen diferente amplitud. Por lo general, las ondas S tienen una amplitud un poco mayor que las ondas P, pero las ondas que causan la mayor destrucción en un terremoto, son las ondas superficiales, que tienen amplitudes mucho más grandes que las ondas internas.



**Figura 2.9** Ondas de cuerpo (Hunt, 2005).

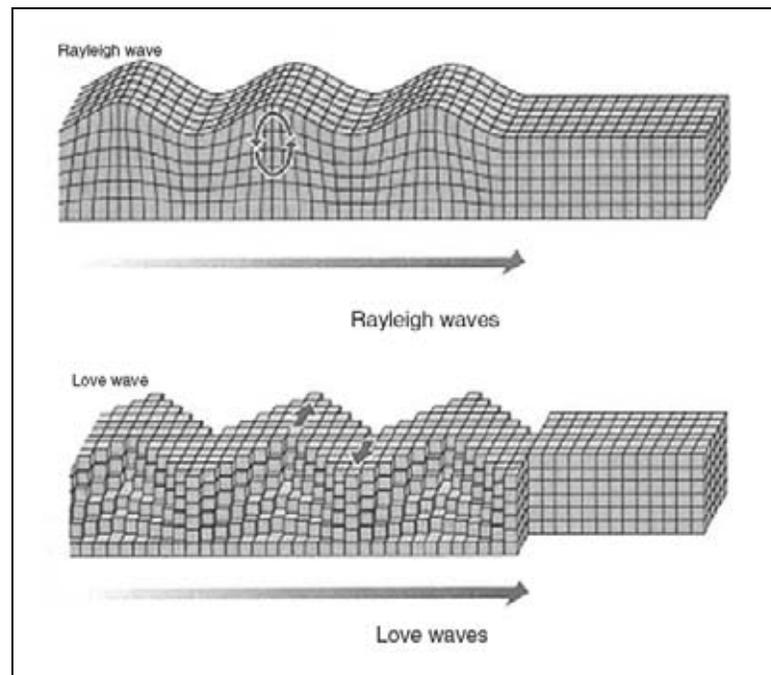
#### 2.1.4.2 Ondas superficiales

La Tierra constituye un medio finito, limitado por su superficie. Cuando las ondas generadas en el foco alcanzan la superficie son influidas por esta discontinuidad y aparecen ondas de superficie (Beles et al., 1975). De esta manera las ondas superficiales son producidas por las ondas de cuerpo y se dividen en ondas Rayleigh y ondas Love (Figura 2.10). De acuerdo a Rosales (2001) se distinguen los siguientes tipos de ondas sísmicas superficiales:

*Love* (ondas L): son ondas superficiales que se propagan de forma similar que las ondas S haciendo vibrar las partículas horizontalmente en sentido perpendicular al de propagación, pero sin movimiento vertical, generando grandes esfuerzos de corte.

*Rayleigh* (ondas R): son ondas superficiales que tienen un movimiento similar al de las ondas en la superficie del agua, haciendo vibrar las partículas sobre un plano que apunta en dirección de la trayectoria de las ondas, con movimientos elíptico y vertical simultáneamente.

Las ondas superficiales no solo tienen amplitudes mayores a las ondas de cuerpo, sino que además tienen períodos más largos y debido a su movimiento, en especial el de las ondas L, son particularmente peligrosas para las fundaciones de las estructuras. Las ondas L y R solo se propagan en discontinuidades del medio o en interfases de un medio a otro. La velocidad de las ondas superficiales es aproximadamente 0,9 veces la de las ondas transversales.



**Figura 2.10** Ondas superficiales (Hunt, 2005).

### 2.1.4.3 Instrumentos sísmicos

Para estudiar las ondas sísmicas y obtener registros sísmicos se utilizan los sismógrafos. El sismógrafo es un instrumento que registra, en función del tiempo, el movimiento del terreno, producido por las ondas sísmicas generadas durante un terremoto. El registro de las vibraciones del terreno se conoce como sismograma y entrega información sobre la naturaleza del terremoto.

El sismógrafo básico se compone de una masa suspendida libremente de un soporte que se fija al terreno, cuando la vibración de un terremoto alcanza el instrumento, la inercia de la masa la mantiene fija, mientras la Tierra y el instrumento se mueven, este movimiento se registra en un tambor giratorio y se obtiene un sismograma. Como los terremotos causan movimientos verticales y horizontales del terreno, se necesita más de un sismógrafo para caracterizar adecuadamente el movimiento, por lo que usualmente se utilizan dos sismógrafos horizontales, orientados perpendicularmente uno respecto del otro, y un sismógrafo vertical.

Actualmente se utilizan instrumentos más sofisticados para caracterizar un terremoto, pues los ingenieros están más interesados en la aceleración máxima del suelo durante un sismo. El acelerógrafo es un instrumento sismográfico que está especialmente diseñado para registrar la aceleración del suelo provocada por un sismo, en función del tiempo, obteniéndose un acelerograma o registro de la aceleración del terreno. Los acelerógrafos modernos usan un transductor electrónico que produce un voltaje de salida proporcional a la aceleración, este voltaje es registrado, luego convertido en aceleración y graficado en función del tiempo. La velocidad y el desplazamiento pueden obtenerse integrando la curva de aceleración versus

tiempo. La aceleración se registra generalmente en tres direcciones: dos componentes horizontales, ortogonales entre sí, y una vertical.

#### 2.1.4.4 Localización de un terremoto

Recordemos que el epicentro es el punto en la superficie de la Tierra situado encima del foco. La diferencia de velocidad de las ondas P y S, proporciona un método para localizar el epicentro. La distancia entre un instrumento sísmico y el epicentro se puede obtener de la siguiente ecuación:

$$d = \frac{\Delta t \cdot V_P \cdot V_S}{|V_S - V_P|}$$

Donde:

$d$  = distancia al epicentro

$V_P$  = velocidad de la onda P

$V_S$  = velocidad de la onda S

$\Delta t$  = diferencia de tiempo entre la llegada de la primera onda P y la llegada de la primera onda S

Para determinar la localización exacta del epicentro se requiere de 3 o más estaciones sísmicas diferentes. El método que se utiliza consiste en trazar un círculo, con un radio igual a la distancia al epicentro calculada, alrededor de cada estación sísmica, el punto donde los círculos se cruzan corresponde al epicentro. Este método se denomina triangulación. Actualmente es más fácil determinar esta distancia mediante programas de computador.

## 2.2 Sismicidad en Chile

El mecanismo de subducción producido entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana es el responsable de que se produzcan la gran mayoría de los terremotos en nuestro país. La gran extensión de nuestra costa, coincide con el borde convergente de la placa de Nazca desde los 18° hasta los 45° de latitud Sur, y con el borde convergente de la placa Antártica, en el resto del territorio, hasta el paralelo 56° Sur, abarca en total 38° de latitud, y constituye la faja sísmica continua de un país más larga del mundo (Labbé y Saragoni, 1976).

De acuerdo a Madariaga (1998), Chile es uno de los países más sísmicos de la Tierra, en promedio en los últimos cinco siglos un terremoto destructor de magnitud superior a 8 se ha

producido cada 10 años en alguna parte del territorio chileno. Y posteriormente añade, el nivel de sismicidad es tal que en los últimos 35 años, desde 1962, se han producido más de 4.000 sismos de magnitud superior a 5. Además Udías (1998) señala que la región Andina desde Colombia a la Tierra de Fuego es sacudida periódicamente por grandes terremotos y contribuye aproximadamente con el 15 % del total de la energía sísmica disipada en todo el mundo en cada siglo. Luego agrega que Chile es una región continuamente asolada por grandes terremotos que en muchos casos van acompañados de maremotos y actividad volcánica.

Las características del proceso de subducción han sido estudiadas por Quispe (2003), el cual indica que el borde Occidental de Sudamérica es una de las regiones sísmicas de mayor actividad del mundo, debido al proceso de subducción de la placa de Nazca (litosfera oceánica) bajo la Sudamericana (litosfera continental). Este proceso origina sismos a diferentes niveles de profundidad y con magnitudes tan elevadas que pueden llegar a producir grandes catástrofes con cuantiosos daños materiales y pérdidas de vidas humanas.

## **2.2.1 Antecedentes históricos**

### **2.2.1.1 Terremotos importantes en Chile**

Los antecedentes históricos de la actividad sísmica en Chile son muy abundantes, por lo tanto, aquí sólo se señalarán algunos de los terremotos más importantes que han afectado nuestro territorio a partir del siglo XVI.

#### *Terremoto de Concepción, 8 de Febrero de 1570*

Este es uno de los primeros terremotos registrados en Chile. Los historiadores señalan que el 8 de Febrero de 1570, alrededor de las nueve de la mañana, en la ciudad de Concepción un fuerte terremoto derrumbó la mayor parte de la ciudad, a sólo veinte años de su fundación. Además la tierra se habría abierto en varios lugares manando desde su interior un agua negra con olor a azufre y un violento maremoto destruyó, algunos momentos después, lo poco que quedaba en pie (Villavicencio, 2005).

#### *Terremoto de Valdivia, 16 de Diciembre de 1575*

El 16 de Diciembre de 1575, un terremoto arruinó las ciudades del sur del país. Las crónicas relatan que aproximadamente una hora y media antes del anochecer comenzó a temblar la

tierra con gran fuerza y aumentando su intensidad sin dejar de hacer daño derribando tejados, techumbres y paredes (Villavicencio, 2005).

Además Villavicencio (2005) señala que, tal como estuvo a punto de ocurrir en Mayo de 1960, el cataclismo desplomó un cerro vecino a la salida del lago Riñihue, afluente del río Valdivia, lo que provocó la acumulación de una inmensa cantidad de agua. Después de cuatro meses, esta represa accidental cedió causando un desastre de grandes proporciones.

#### *Terremoto de Santiago, 13 de Mayo de 1647*

A las diez y media de la noche del día 13 de Mayo de 1647, se escuchó un fuerte estrépito y luego se produjo un movimiento de la tierra tan violento, que los muros de los edificios comenzaron a agrietarse desde su base y a ceder las amarras de los techos (Villavicencio, 2005).

#### *Terremoto del 19 de Noviembre de 1822*

El 19 de Noviembre de 1822, pasadas las diez de la noche, la fuerza de la tierra se abatió sobre Chile entre Illapel y Chiloé. Ya dos semanas antes un fuerte sismo había alertado a la población de Copiapó. Pero esta vez fue más intenso, cobrando más de doscientas víctimas fatales y otros tantos heridos. Duró tres minutos y medio, pero registró unas 170 réplicas menores en los días subsiguientes (Villavicencio, 2005).

#### *Terremoto de Concepción, 20 de Febrero de 1835*

A las 11:30 horas del día 20 de Febrero de 1835, un terremoto asoló la zona de Concepción, la misma que un siglo más tarde se vería de nuevo en ruinas por un desastre similar. El terremoto arruinó una ancha faja de 1670 kilómetros, entre los ríos Cachapoal y Valdivia. Concepción y Chillán quedaron en el suelo. Primero se oyó un gran estrépito, seguido de sucesivas sacudidas de la tierra, de sur a norte, en forma de olas marinas, que impedían a los pobladores mantenerse en pie (Villavicencio, 2005).

#### *Terremoto de Arica, 13 de Agosto de 1868*

El 13 de Agosto de 1868, alrededor de las cinco de la tarde, un terremoto que fue sentido entre Guayaquil y Valparaíso asoló el norte de Chile. Arica, entonces territorio peruano, recibió el mayor impacto, especialmente por el tsunami que se originó tras el sismo, que afectó toda la

costa sudamericana del Pacífico y gran parte de Oceanía. Trescientos muertos y cuantiosos daños materiales fueron el saldo que dejó en la nortina ciudad (Villavicencio, 2005).

*Terremoto de Valparaíso, 16 de Agosto de 1906*

Todavía resonaban en la prensa los ecos de la catástrofe de San Francisco (EE.UU.) y de su incendio, ocurridos hacía cuatro meses. Poco antes de las 8 de la noche, se produjo la primera sacudida de la tierra que duró, según muchos testimonios, cuatro minutos (Villavicencio, 2005). Posteriormente se calculó el número de muertos en más de 3000.

*Terremoto de Chillán, 24 de Enero de 1939*

Aproximadamente a las 23:30 horas del 24 de Enero de 1939 la tierra se sacudió afectando a las provincias de Maule, Linares, Ñuble y Concepción, llevándose consigo 5.648 vidas, según el informe oficial, y más de 30.000, según estimaciones de la prensa. El movimiento se inició con una sacudida brusca y violenta, que derribó la mayoría de los edificios, seguida de varias otras menores, que destruyeron totalmente la mitad de las 3.526 viviendas existentes entonces en Chillán (Villavicencio, 2005).

*Terremoto de Valdivia, 22 de Mayo de 1960*

Este terremoto ocurrió el 22 de Mayo de 1960 a las 15:11 horas, pero fue precedido por un terremoto de magnitud  $M_s = 7,2$  el día 21 de Mayo, y sus réplicas se mantuvieron hasta el día 6 de Junio. Como señala Udías (1998), el terremoto principal fue de magnitud 8,5 y estuvo acompañado de actividad volcánica y un importante maremoto. El área cubierta por la actividad sísmica tuvo una longitud de unos mil kilómetros a lo largo de la costa.

Reconocido como el mayor terremoto (medido por instrumentos) del mundo, afectó a gran parte del centro y sur de Chile, principalmente a la ciudad de Valdivia, donde se registró la intensidad de XI a XII en la escala de Mercalli. La primera magnitud calculada fue de  $M_s = 8,5$  en la escala de Richter, pero posteriormente fue recalculada usando la magnitud de momento sísmico quedando en  $M_w = 9,5$ .

Los daños fueron enormes y el número de muertos se ha estimado en más de 5000, además en los minutos posteriores un Tsunami arrasó lo poco que quedaba en pie (Villavicencio, 2005). Al respecto Madariaga (1998) escribe, este sismo produjo un tsunami que destruyó prácticamente todas las áreas costeras desde la península de Arauco hasta la isla de Chiloé.

La geografía, especialmente cerca de Valdivia, se modificó marcadamente. Tres derrumbes de tierra bloquearon el desagüe natural del Lago Riñihue hacia el Río San Pedro amenazando con asolar los pueblos ribereños y la parte baja de Valdivia (Villavicencio, 2005).

La magnitud del sismo de 1960 se reflejó en los desplazamientos experimentados por grandes masas de suelo en toda la región cercana al epicentro y en el hundimiento de una gran extensión de litoral. La zona de rotura fue estimada en cerca de 800 kilómetros de largo por 200 kilómetros de ancho (Lüders et al., 1988).

#### *Terremoto del 3 de Marzo de 1985*

Aunque este terremoto no es comparable en intensidad y magnitud con los anteriores, es importante pues es el primer sismo, en la zona central de Chile, del cual se tiene registros detallados, gracias a la implementación de una red de acelerógrafos en las cercanías de Valparaíso.

El 3 de Marzo de 1985 a las 19:47 horas, un fuerte sismo sacudió la zona central de Chile. El movimiento fue sentido en toda la zona comprendida entre Copiapó por el Norte y Valdivia por el Sur, una extensión de cerca de 2000 kilómetros (Lüders et al., 1988).

El sismo tuvo una intensidad máxima grado VIII en la escala modificada de Mercalli. (Villavicencio, 2005) De acuerdo a Lüders et al. (1988) la magnitud de este sismo fue de  $M_s = 7,8$  y tuvo una profundidad de 16 kilómetros, longitud de falla de 120 kilómetros, ancho de falla de 60 kilómetros, con un desplazamiento de 2 metros.

#### *Terremoto del 13 de Junio de 2005*

A las 18:44 horas del 13 de Junio de 2005, un terremoto de magnitud  $M_s = 7,8$  afectó a la I Región de nuestro país. A pesar de su magnitud, los daños fueron pocos, pues la zona más afectada es poco poblada. La intensidad máxima fue de VII en la escala de Mercalli, cerca de Iquique.

Esta vez las víctimas fueron sólo 11, preliminarmente, y alrededor de 130 los heridos. Por lo menos 1.400 viviendas, casi todas de adobe, sufrieron daño estructural grave y 180 fueron completamente destruidas. Los damnificados ascendieron a 6.018 (Villavicencio, 2005).

### **2.2.1.2 Sismicidad histórica período 1570 – 2005**

En la Anexo B se indican los terremotos más importantes en Chile, desde el terremoto de Concepción de 1570, hasta el terremoto del Norte el año 2005, con magnitudes mayores de 7,5.

## **2.2.2 Causas de los terremotos en Chile**

### **2.2.2.1 Sismos de subducción o interplaca**

Como se señaló anteriormente, la principal causa de los terremotos en Chile es la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. La actividad sísmica dominante es una consecuencia directa de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. Prácticamente todos los sismos de Chile se producen ya sea en la zona de acoplamiento entre las placas o en el interior de la placa de Nazca (Madariaga, 1998).

Los sismos que ocurren en la zona de contacto de mayor acoplamiento entre la placa de Nazca y la base inferior de la placa de Sudamérica, tienen un mecanismo de falla inverso de bajo ángulo, y se conocen como sismos de subducción o interplaca.

Según Madariaga (1998), la gran mayoría de los sismos chilenos se producen por mecanismos de falla inversa con un plano de falla que posee un débil ángulo de inclinación. Son los terremotos que se producen en la zona de contacto entre las placas de Nazca y de Sudamérica. Se observa la dominación casi total de terremotos de tipo falla inversa con ángulo de inclinación muy pequeño. Todos estos terremotos corresponden a rupturas en la zona de acoplamiento entre la placa de Nazca y de Sudamérica. La profundidad de los terremotos de esta zona de acoplamiento es claramente limitada a una zona de profundidad máxima de 60 kilómetros.

En relación al sismo del 3 de Marzo de 1985, la información recopilada durante el evento, permite verificar que la rotura ocurrió en la zona de contacto entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, tal como es característico del mecanismo de subducción existente en la región (Lüders et al., 1988).

Los sismos de mayor magnitud en Chile se originan principalmente por la interacción de la placa de Sudamérica con la zona de subducción de la placa de Nazca. Esta interacción llega hasta aproximadamente 45° de latitud Sur (Labbé y Saragoni, 1976), y la parte más activa del borde occidental de Suramérica corresponde a la frontera con la placa de Nazca (Udías, 1998).

### 2.2.2.2 Otros mecanismos de terremotos

Se puede decir que la sismicidad de Chile está dominada por el tipo de sismos mencionados anteriormente, y que se conocen con el nombre de sismos de subducción. Sin embargo todos los estudios de la sismicidad de detalle, con datos locales o globales identifican otros tipos de terremotos que aunque menos comunes son esenciales para comprender la mecánica y el campo de esfuerzos de los terremotos de la zona de subducción (Madariaga, 1998).

A continuación, se verán los mecanismos que producen los terremotos que no son de subducción propiamente tales, los cuales son, sismicidad superficial, sismicidad debida a la flexión de la placa de Nazca y sismicidad intraplaca oceánica.

#### *Sismicidad superficial o intraplaca continental*

Este tipo de sismicidad se caracteriza por generar sismos superficiales por encima de la zona de Wadati – Benioff, al interior de la placa Sudamericana, que se producen generalmente en la zona cordillerana de magnitudes probablemente no mayores que 7,0. En el centro de Chile se conoce una actividad superficial importante al este de Santiago al pié de la cordillera de Los Andes (Madariaga, 1998). Se cree que el terremoto de Las Melosas del 4 de Septiembre de 1958 es de este tipo. El terremoto consistió en tres sismos consecutivos de poca profundidad ( $\approx 10$  km) de magnitudes de 6,9, 6,7 y 6,8, con epicentro en el sector del pueblo de Las Melosas, en el valle del río Maipo.

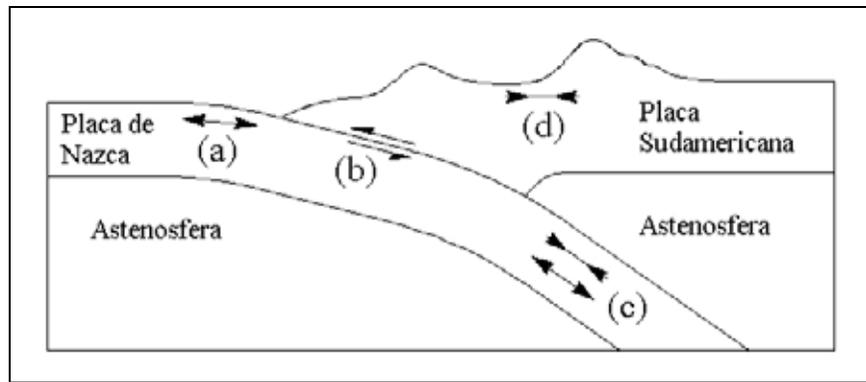
En el resto del territorio no se conoce bien la sismicidad superficial por falta de instrumentación adecuada. Un estudio en la zona de la laguna sísmica Constitución – Concepción muestra alguna actividad superficial limitada estrictamente a la vecindad de los volcanes activos de esa zona (Madariaga, 1998).

#### *Sismicidad debida a la flexión de la placa de Nazca*

La sismicidad de flexión se produce por la ruptura de la placa subducente, en este caso la placa de Nazca, al generarse tracciones en la parte superior de la placa, antes de descender bajo el continente. Al respecto Madariaga (1998) señala, existe una actividad sísmica regular en el interior de la placa de Nazca al exterior de la fosa de Perú-Chile. Además el mismo autor indica que se han producido terremotos de magnitud cercana a 6 en la zona de flexión de la placa de Nazca frente a Talca y Valparaíso. Estos terremotos se caracterizan por tener un epicentro completamente marítimo, en la figura 2.12 se observa un gran número de terremotos de este tipo, frente a la isla de Chiloé.

### Sismicidad intraplaca oceánica

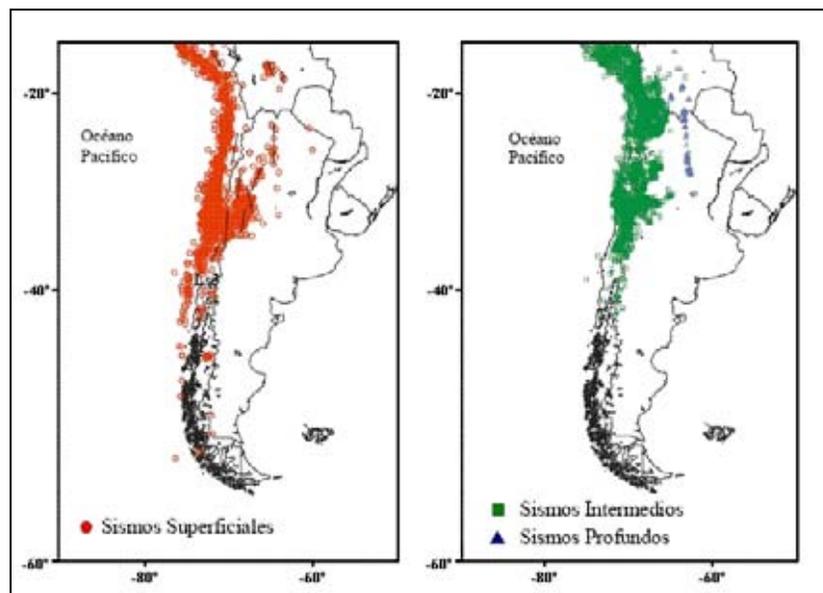
Corresponden a este tipo de sismicidad, los terremotos de profundidad intermedia que se producen al interior de la placa en subducción, en este caso la placa de Nazca, a profundidades entre 60 y 100 kilómetros. El terremoto de Chillán de 1939 corresponde a este tipo de sismicidad.



**Figura 2.11** Mecanismos de generación de los terremotos en Chile, (a) sismicidad de flexión, (b) sismicidad interplaca, (c) sismicidad intraplaca oceánica, (d) sismicidad superficial (Madariaga, 1998).

### 2.2.2.3 Distribución de la sismicidad

La distribución de los terremotos en Chile, de acuerdo a su profundidad, es similar a la distribución mostrada en todo el borde occidental del continente, y como es normal en zonas de subducción. Los terremotos son superficiales en la zona costera aumentando su profundidad hacia el interior del continente (Udías, 1998). La figura 2.12 muestra la distribución de los terremotos en el período 1980-2001 ( $m_b \geq 4,0$ ) para sismos con foco superficial ( $h \leq 60km$ ), intermedio ( $60 < h \leq 300km$ ) y profundo ( $h > 300km$ ).



**Figura 2.12** Distribución de los terremotos según su profundidad (Quispe, 2003).

### *Sismos con foco superficial*

En la Figura 2.12 se observa que los sismos con foco superficial se distribuyen, en su mayoría, entre la fosa y la línea de costa, siendo esta zona donde se producen los sismos de magnitud elevada con relativa frecuencia. En general, la sismicidad con foco superficial esta asociada directamente al proceso de subducción en sus niveles iniciales (fricción de placas) y a la deformación cortical (superficial) presente en el interior del continente (Quispe, 2003).

### *Sismos con foco intermedio*

En la Figura 2.12 se observa que la sismicidad con foco intermedio se distribuye de manera general en el interior del continente. La sismicidad con foco intermedio está relacionada con los procesos de fricción y deformación de la placa subducente y es el indicador directo de la geometría de la placa de Nazca por debajo del continente (Quispe, 2003).

### *Sismos con foco profundo*

En la Figura 2.12 se observa que los sismos con foco profundo se distribuyen hacia el interior del continente. Como se indicó anteriormente, el origen de estos sismos aun sigue siendo tema de investigación.

## **2.2.3 Riesgo sísmico y zonificación sísmica en Chile**

### **2.2.3.1 Riesgo sísmico**

Se entiende por riesgo sísmico a la formulación estadística, que tiene por objeto la estimación de las características máximas que puede tener un sismo, en un determinado lugar y durante un período de tiempo especificado.

De acuerdo a Labbé y Saragoni (1976), se denomina riesgo sísmico a la probabilidad de ocurrencia de por lo menos un sismo de características máximas especificadas en un determinado lugar en un período de tiempo dado. La mayoría de las técnicas que se han desarrollado para la evaluación del riesgo sísmico hacen uso de la fórmula de Gutenberg y Richter:

$$\log N = a - b \cdot M$$

Donde  $N$  es la frecuencia con que ocurren anualmente los sismos de magnitud de Richter mayores o iguales a  $M$ ,  $a$  y  $b$  son constantes. En el trabajo de estos autores se establecen estas constantes para la sismicidad de Chile, obteniéndose respectivamente para las constantes  $a$  y  $b$  los valores 7,52 y -1,07. O sea, se obtiene la siguiente relación para la frecuencia anual de ocurrencia de terremotos:

$$\log N = 7,52 - 1,07 \cdot M$$

En la zona más activa del país, que se extiende aproximadamente desde Arica hasta Puerto Aysén (Labbé y Saragoni, 1976).

Además Labbé y Saragoni definieron las relaciones de frecuencia anual de terremotos para distintas zonas de nuestro país, basados en la sismicidad histórica a lo largo de Chile. Los resultados obtenidos por estos autores se resumen en la siguiente tabla.

Zona	Latitudes	Frecuencia anual de terremotos
Arica - Taltal	18° - 26°	$\log N = 7,63 - 1,14 M$
Taltal - Linares	26° - 36°	$\log N = 6,41 - 0,99 M$
Linares - Pto. Aysén	36° - 45°	$\log N = 6,68 - 1,03 M$
Pto. Aysén - Cabo de Hornos	45° - 56	$\log N = 4,46 - 0,81 M$

**Tabla 2.2** Frecuencia anual de terremotos (Labbé y Saragoni, 1976).

La conclusión más importante obtenida de este estudio, es que la primera zona tiene una sismicidad mayor que las otras, la segunda y tercera zona muestran una sismicidad muy similar, mientras que la cuarta zona tiene una sismicidad notablemente menor.

De acuerdo al U.S. Geological Survey (USGS, 2006) el riesgo sísmico en Chile puede definirse en base a las estadísticas de terremotos registrados. En la figura 2.13 se muestra el mapa de riesgo sísmico del USGS, los colores muestran las aceleraciones máximas del terreno (en  $m/seg^2$ ) que tienen una probabilidad del 10 % de ser superadas en un período de 50 años.

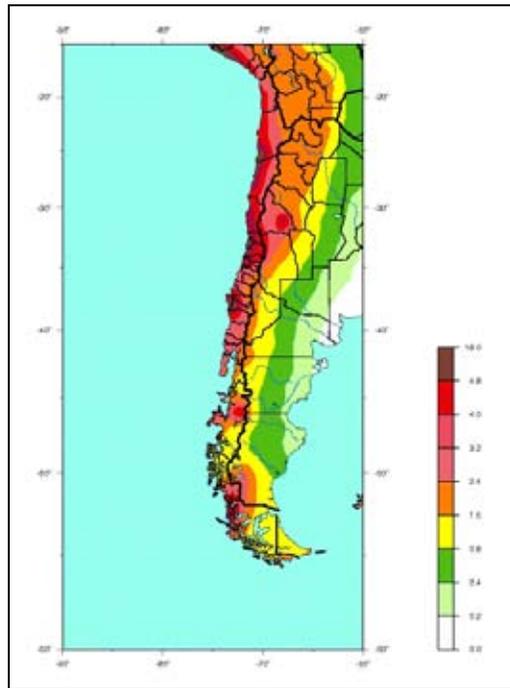


Figura 2.13 Mapa de riesgo sísmico en Chile (USGS, 2006).

### 2.2.3.2 Zonificación sísmica

Según la norma chilena *Diseño sísmico de edificios* (NCh 433 Of 96), se distinguen tres zonas sísmicas en el territorio nacional. En la figura 2.14 se muestra la zonificación sísmica para nuestro país.



Figura 2.14 Zonificación sísmica (NCh 433 Of 96).

En base a esta zonificación, la norma chilena define la aceleración efectiva máxima del suelo ( $A_0$ ), la cual se determina de la tabla 2.3, de acuerdo a la zonificación sísmica del país mostrada anteriormente.

Zona sísmica	$A_0$
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

**Tabla 2.3** Valor de la aceleración efectiva  $A_0$  (NCh 433 Of 96).

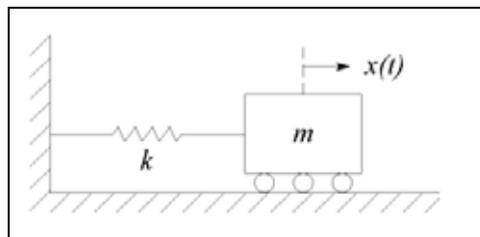
## Capítulo III. Dinámica de suelos

### 3.1 Fundamentos de vibraciones

El movimiento de una partícula que oscila alrededor de una posición de equilibrio se conoce como vibración. Cuando un sistema elástico es desplazado de una posición de equilibrio, se genera una vibración, debido a la acción de fuerzas recuperadoras. Los terremotos y las ondas sísmicas producen vibraciones en las partículas del suelo, por lo que es importante presentar los conceptos básicos de la teoría que rige el movimiento de los sistemas vibrantes.

#### 3.1.1 Vibraciones libres

Las vibraciones libres se producen cuando el movimiento se mantiene solamente por la acción de las fuerzas recuperadoras. Este es el caso más simple de vibración. Consideremos un cuerpo de masa  $m$  unido a un resorte de constante elástica  $k$ , como muestra la figura 3.1.



**Figura 3.1** Sistema libre sin amortiguamiento.

Si este sistema es desplazado de su posición de equilibrio, la ecuación del movimiento es la siguiente:

$$m\ddot{x} + kx = 0$$

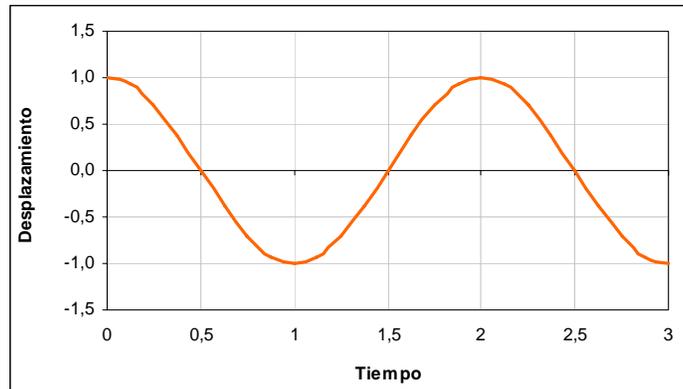
El movimiento definido por la ecuación se conoce como movimiento armónico simple. Los valores  $m$  y  $k$  son constantes. La frecuencia angular ( $\omega$ ) del sistema, medida en rad/seg, se define como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

La solución de la ecuación del movimiento nos permite obtener el desplazamiento en función del tiempo:

$$x(t) = x_m \cdot \text{sen}(\omega \cdot t + \delta)$$

Donde  $x_m$  es la amplitud de la vibración y  $\delta$  es el ángulo de fase, el cual depende de las condiciones iniciales del problema. En la figura 3.2 se muestra el desplazamiento en función del tiempo para este tipo de vibración.



**Figura 3.2** Gráfico de una vibración libre.

El período ( $T$ ) corresponde al tiempo, medido en segundos, en el cual se produce una oscilación completa. El número de ciclos por unidad de tiempo se llama frecuencia ( $f$ ) y se mide en  $\text{seg}^{-1}$  o Hertz. El período y la frecuencia se obtienen de las siguientes fórmulas:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$$

### 3.1.2 Vibraciones forzadas

Cuando un sistema como el anterior, además de las fuerzas recuperadoras, es sometido a una fuerza periódica se produce una vibración forzada. En este tipo de vibraciones es necesario diferenciar la frecuencia natural del sistema (anteriormente solo la llamamos frecuencia), de la frecuencia forzada.

Consideremos el sistema de la figura 3.1, pero que ahora se encuentra sometido a una fuerza periódica definida como:

$$P(t) = P_m \cdot \text{sen}(\omega_f t)$$

Donde  $P_m$  es la fuerza máxima y  $\omega_f$  es la frecuencia angular forzada del movimiento. En este caso la ecuación del movimiento es:

$$m\ddot{x} + kx = P_m \cdot \text{sen}(\omega_f t)$$

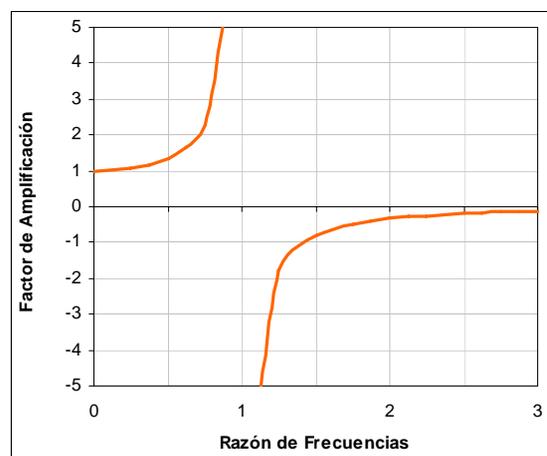
De la solución de esta ecuación se puede determinar la amplitud de la vibración, la cual se expresa como:

$$x_m = \frac{P_m / k}{1 - (\omega_f / \omega_n)^2}$$

Donde  $\omega_n$  es la frecuencia angular natural del sistema y el término  $(\omega_f / \omega_n)$  se conoce como razón de frecuencias. Reordenando la fórmula anterior se define el factor de amplificación:

$$\text{Factor de amplificación} = \frac{x_m}{P_m / k} = \frac{1}{1 - (\omega_f / \omega_n)^2}$$

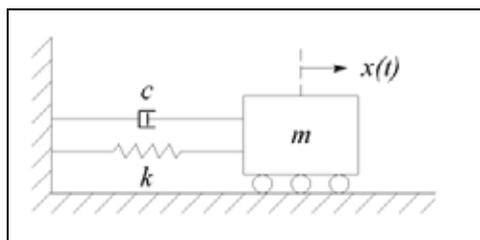
Cuando la frecuencia natural es igual a la frecuencia forzada, el valor de la razón de frecuencias es 1, por lo que la amplitud de la vibración tiende a infinito y se produce el fenómeno de la resonancia. En el gráfico de la figura 3.3 se observa esta situación, nótese que para valores de la razón de frecuencias cercanos a 1, la curva es asintótica.



**Figura 3.3** Factor de amplificación en función de la razón de frecuencias.

### 3.1.3 Vibraciones amortiguadas

Los sistemas vistos anteriormente se supusieron sin amortiguamiento, pero en la realidad, todas las vibraciones sufren un cierto grado de amortiguamiento debido a las fuerzas de rozamiento. En general, el amortiguamiento es directamente proporcional y opuesto a la velocidad del movimiento. Consideremos un cuerpo de masa  $m$  unido a un resorte de constante elástica  $k$  y a un amortiguador con un coeficiente de amortiguamiento  $c$ , como muestra la figura 3.4.



**Figura 3.4** Sistema amortiguado.

En este caso la ecuación del movimiento es de la siguiente forma:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0$$

La solución de esta ecuación del movimiento nos permite obtener el desplazamiento en función del tiempo:

$$x(t) = x_m \cdot e^{-(c/2m)t} \text{sen}(\omega_d \cdot t + \delta)$$

Donde  $\omega_d$  es la frecuencia angular de la vibración amortiguada y  $c$  es el coeficiente de amortiguamiento. Existe un valor de  $c$  llamado coeficiente de amortiguamiento crítico ( $c_c$ ), el cual se obtiene de la siguiente fórmula:

$$c_c = 2m\omega_n$$

Donde  $\omega_n$  es la frecuencia natural del sistema sin rozamiento. Según los valores de  $c$  y de  $c_c$ , se distinguen tres casos de amortiguamiento:

1. *Amortiguamiento fuerte o supercrítico*, se produce cuando  $c > c_c$  y corresponde a un movimiento no vibratorio, porque el sistema recupera su posición de equilibrio sin oscilar.
2. *Amortiguamiento crítico*, se produce cuando  $c = c_c$  y aquí el movimiento tampoco es vibratorio.
3. *Amortiguamiento débil o subcrítico*, se produce cuando  $c < c_c$  y en este caso el movimiento es vibratorio de amplitud decreciente.

La constante ( $c/c_c$ ) se conoce como factor de amortiguamiento. En la figura 3.5 se representa la gráfica típica de un movimiento amortiguado débil y se observa que aun cuando la amplitud es decreciente, el período de la vibración se mantiene constante.

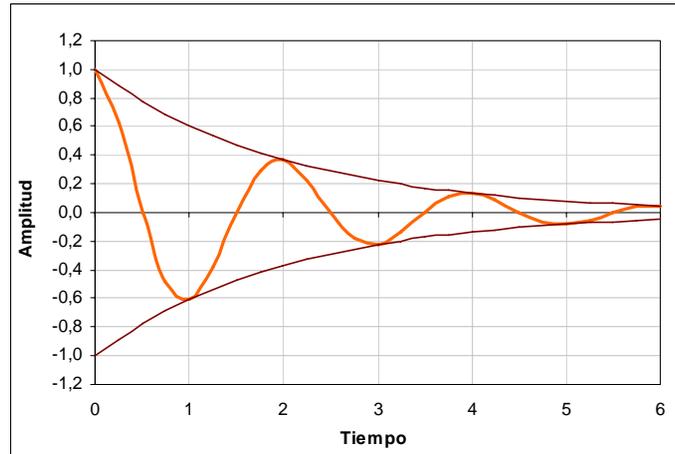


Figura 3.5 Gráfico de una vibración amortiguada.

### 3.1.4 Vibraciones forzadas amortiguadas

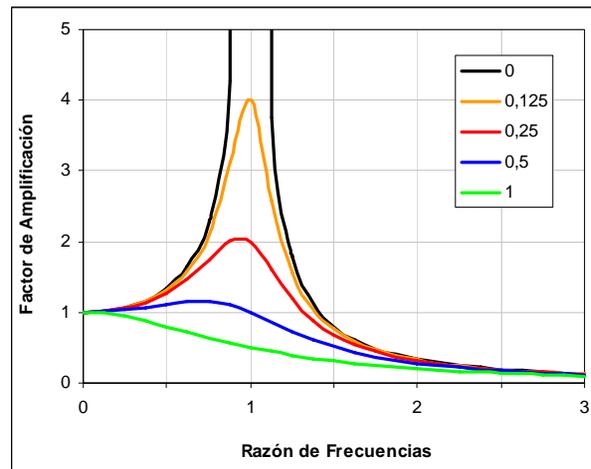
Si el sistema amortiguado de la sección anterior, además se somete a una fuerza periódica, la ecuación del movimiento es:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P_m \cdot \text{sen}(\omega_f t)$$

La solución de esta ecuación permite expresar el factor de amplificación en función de la razón de frecuencias y del factor de amortiguamiento:

$$\frac{x_m}{P_m/k} = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\omega_f/\omega_n)^2]^2 + [2(c/c_c)(\omega_f/\omega_n)]^2}}$$

En la figura 3.6 se grafica la fórmula anterior para distintos valores del factor de amortiguamiento. Obsérvese que la amplitud de una vibración forzada amortiguada puede mantenerse reducida de dos maneras, con un coeficiente de amortiguamiento de gran valor, lo que equivale a un alto factor de amortiguamiento, o teniendo una frecuencia natural diferente de la frecuencia forzada, lo que equivale a una razón de frecuencias distinta de 1.



**Figura 3.6** Factor de amplificación en función de la razón de frecuencias para distintos valores del factor de amortiguamiento.

### 3.2 Propagación de ondas sísmicas

Una onda mecánica se puede definir como la propagación de una perturbación, generalmente de tipo vibratorio, a través de un medio elástico. También existen ondas que no necesitan de un medio para propagarse, llamadas ondas electromagnéticas, pero en esta tesis nos referiremos solamente a las ondas mecánicas, y en particular a las ondas sísmicas, que se propagan a través de las rocas de la litosfera y del suelo.

Las características del movimiento ondulatorio son modificadas por las propiedades dinámicas del medio a través del cual se propagan las ondas. En el caso que nos interesa, el medio de propagación de las ondas sísmicas es el suelo, el cual filtra el movimiento y lo transforma, amplificando las componentes de ciertas frecuencias y atenuando otras, haciéndolo así, potencialmente más destructivo para aquellas estructuras cuyas frecuencias propias son cercanas a las frecuencias predominantes del movimiento del suelo (Troncoso, 1992).

Asimismo, la ingeniería y la dinámica de suelos están interesadas en los periodos característicos de vibración de los suelos y los edificios. La respuesta de los edificios depende de la frecuencia predominante del movimiento sísmico, y de las frecuencias naturales de la columna de suelo y del edificio. La respuesta del edificio se verá afectada si las dos frecuencias coinciden (Rosales, 2001).

A continuación, se verán los conceptos más importantes de la teoría de propagación de ondas, para comprender la propagación de las ondas sísmicas en el suelo, su relación con las propiedades dinámicas del suelo y el daño sísmico a las estructuras.

## 3.2.1 Conceptos básicos de propagación de ondas

### 3.2.1.1 Tipos y características de las ondas

Las ondas mecánicas se pueden clasificar en ondas unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales, a su vez, estas últimas pueden ser esféricas, cilíndricas y planas (en función de la geometría del frente de onda), además existen ondas viajeras (también llamadas progresivas) y ondas estacionarias. Otra clasificación de las ondas es aquella que las separa en ondas longitudinales y ondas transversales.

Generalmente, para comprender las características básicas de una onda, se recurre al ejemplo más simple de onda, conocido como onda armónica en una dimensión. La ecuación de una onda armónica es:

$$\varphi(x, t) = A \cdot \text{sen}(kx - \omega t)$$

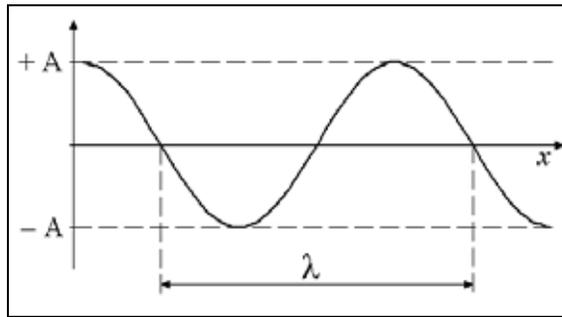
Donde  $A$  es la amplitud del movimiento ondulatorio,  $k$  es el número de onda y  $\omega$  la frecuencia angular. Estas constantes se definen a continuación:

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \quad \omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T}$$

La frecuencia angular tiene el mismo valor que para una vibración libre, esto es porque este tipo de onda genera un movimiento armónico simple en una partícula estacionaria. La constante  $\lambda$  se llama longitud de onda y se define como la distancia entre dos valles consecutivos de la onda armónica, como muestra la figura 3.7, pero también es la distancia que recorre la onda en el período  $T$ , por lo tanto podemos determinar la velocidad de propagación de la onda:

$$V = \frac{\lambda}{T}$$

De este modo, la longitud de onda y el periodo no son independientes, sino que están relacionados por la velocidad de propagación de la perturbación. Es importante destacar que esa velocidad de propagación la impone el medio a través del cual se propaga la onda.



**Figura 3.7** Onda armónica.

En la ecuación de la onda armónica, el término  $(kx - \omega t)$  se llama fase. Para un instante dado, la fase es función de la posición. Dos puntos que estén separados por una longitud de onda tienen el mismo valor de fase (puesto que ésta difiere en  $2\pi$ ), o más brevemente, decimos que están en fase. Lo mismo es cierto, si en lugar de estar separados una longitud de onda, están separados un número entero de ellas (García, 2005).

### 3.2.1.2 Ecuación de onda

Muchas veces es importante determinar si una situación física, como la deformación en un sólido, que se propaga en función del tiempo, es una onda, para esto es necesario que dicha propagación sea una solución de la ecuación de onda. La ecuación que describe un movimiento ondulatorio en una dimensión que se propaga a una velocidad definida ( $V$ ) es (Alonso y Finn, 1986):

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = V^2 \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}$$

Llamada ecuación diferencial del movimiento ondulatorio o ecuación de onda. La solución general de esta ecuación es:

$$\varphi(x, t) = \xi_1(x - Vt) + \xi_2(x + Vt)$$

Que se expresa como la superposición de dos movimientos ondulatorios que se propagan en la misma dirección pero en sentidos opuestos. Para una onda que se propaga en un solo sentido, independientemente de la forma de la función  $\xi$ , la siguiente ecuación es una solución de la ecuación de onda:

$$\varphi = \xi(x \pm Vt)$$

Por lo tanto, para una onda sinusoidal, la ecuación:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \text{sen}[k(x - Vt)]$$

También satisface la ecuación de onda. Finalmente, si reemplazamos  $\omega = kV$ , tenemos la ecuación de una onda armónica:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \text{sen}(kx - \omega t)$$

### 3.2.2 Velocidad de las ondas sísmicas

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas depende de la densidad del medio y de sus propiedades elásticas. Las ondas elásticas generan fuerzas y deformaciones que obedecen la teoría de la elasticidad, en la cual los cuerpos sólidos tienen la propiedad de resistir cambios de tamaño o de forma, y de regresar a la condición no deformada cuando se eliminan las fuerzas externas (Rosales, 2001).

#### 3.2.2.1 Velocidad de las ondas de cuerpo

Las expresiones y definiciones vistas en anteriormente son válidas para la propagación de ondas en cualquier medio, sin embargo para comprender el movimiento ondulatorio de las ondas sísmicas, es necesario estudiar las ondas que viajan en un medio elástico sólido.

Cuando se genera una perturbación en un medio elástico infinito, las tensiones y las deformaciones producidas por este evento pueden transmitirse a través del medio, como ondas primarias de compresión, que tienden a comprimir y dilatar los elementos, o como ondas secundarias, o de corte, que los distorsionan sin cambiar sus volúmenes (Troncoso, 1992).

Al respecto Caicedo y Mora (2004) señalan que la teoría predice la existencia de dos modos de propagación independientes (ondas P y S) correspondientes a ondas longitudinales y transversales. Por esta razón, es importante diferenciar entre estos dos tipos de ondas.

Consideremos una masa tridimensional de un material elástico, homogéneo (densidad constante) e isotrópico (constantes elásticas independientes de la dirección). Las propiedades mecánicas que nos interesan son la densidad de masa ( $\rho$ ), la constante de Lamé ( $\lambda$ ) y el módulo de corte ( $G$ ). La ecuación que describe el movimiento de una onda longitudinal de dilatación cúbica es (Troncoso, 1992):

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \nabla^2 \theta$$

Comparando esta ecuación con la ecuación de onda definida en el punto 3.2.1, se observa que es de la misma forma, por lo tanto la velocidad de propagación de esta onda es:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

En el caso de las ondas transversales los términos de la ecuación de onda son vectoriales, pues la perturbación es perpendicular a la dirección de propagación, sin embargo el análisis se simplifica bastante si se considera la onda en una dimensión. La ecuación diferencial de movimiento ondulatorio de dirección transversal, en una dimensión es la siguiente (Alonso y Finn, 1986):

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}$$

Debido a que el movimiento transversal en tres dimensiones se puede separar en dos componentes de una dimensión, además de la dirección de propagación, la velocidad de propagación de la onda transversal es:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

### 3.2.2.2 Velocidad de las ondas superficiales

Cuando el medio elástico no es infinito, como ocurre en la realidad, se producen ondas que se propagan a través de la superficie del medio. La ecuación de onda, resuelta para condiciones de frontera en un espacio finito, superficie donde no hay fuerzas (ni tensiones), nos da que existe un tipo de onda que viaja a través de la superficie de igual forma que el oleaje en el mar. La oscilación de las partículas al paso de la onda será en forma elíptica. Una expresión aproximada de la velocidad de propagación de las mismas es (Moreno, 2006):

$$V_R = \frac{0,87 + 1,12 \cdot \mu}{1 + \mu} V_s$$

Donde  $V_R$  es la velocidad de la onda Rayleigh y  $\mu$  es el coeficiente de Poisson.

### 3.2.2.3 Relación entre velocidades

La velocidad de una onda P es siempre mayor que la velocidad de una onda S, como lo indica la razón (Troncoso, 1992):

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{G}}$$

Si se reemplaza el módulo de corte y la constante de Lamé:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad \lambda = \frac{\mu \cdot E}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$$

Donde  $E$  es el módulo de Young y  $\mu$  el coeficiente de Poisson del material. La razón de las velocidades se puede escribir en función de un solo parámetro:

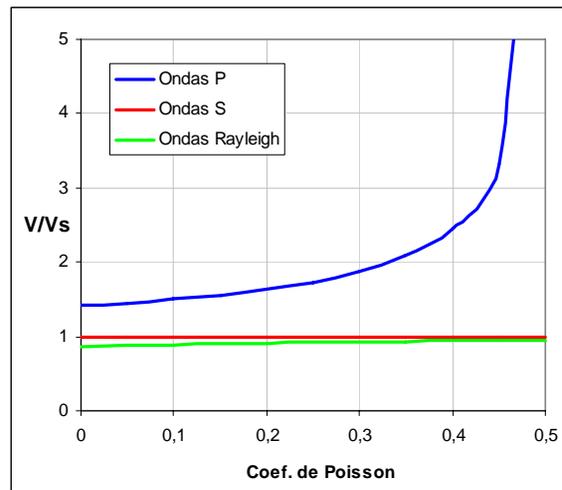
$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1 - \mu)}{1 - 2\mu}}$$

Asimismo, la relación entre la velocidad de la onda R y la velocidad de la onda S se obtiene reordenando la ecuación de velocidad de la onda R:

$$\frac{V_R}{V_S} = \frac{0,87 + 1,12 \cdot \mu}{1 + \mu}$$

El coeficiente de Poisson es la razón entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal. Para materiales elásticos, el coeficiente de Poisson varía entre 0 y 0,5. En el caso de las rocas, valores en el rango  $0 < \mu < 0,05$  corresponden a rocas muy duras; y rocas alrededor de 0,45 son muy blandas (Rosales, 2001).

Estas relaciones entre velocidades se pueden comparar gráficamente como muestra la figura 3.8, en la que se observa que la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh es siempre menor y muy cercana a la velocidad de las ondas S, mientras que la velocidad de las ondas P aumenta exponencialmente con el coeficiente de Poisson.



**Figura 3.8** Comparación entre las velocidades de las ondas Rayleigh y las ondas de cuerpo.

La tabla 3.1 muestra las velocidades típicas de propagación de las ondas longitudinales para distintos medios de propagación. Las velocidades de los otros tipos de ondas pueden obtenerse de las relaciones de velocidad entre las ondas.

Medio	Vp (m/s)
Material superficial meteorizado	305 a 610
Gravas, arenas (secas)	468 a 915
Arena (húmeda)	610 a 1830
Arcilla	915 a 2750
Agua	1430 a 1680
Agua de mar	1460 a 1530
Arenisca	1830 a 3970
Shale (roca arcillosa que se parte en laminas)	2750 a 4270
Tiza (Chalk-arcillas)	1830 a 2970
Caliza (Limestone)	2140 a 6100
Sal	4270 a 5190
Granito	4580 a 5800
Rocas metamórficas	3050 a 7020

**Tabla 3.1** Velocidad de las ondas longitudinales en distintos medios (Rosales, 2001).

### 3.3 Comportamiento dinámico del suelo

#### 3.3.1 Propiedades dinámicas de los suelos

La naturaleza y la distribución del daño sísmico están muy influenciadas por la respuesta del suelo frente a cargas cíclicas. Dicha respuesta está controlada en gran medida por las propiedades del suelo. Por ejemplo, la susceptibilidad de un depósito de suelo para amplificar el movimiento depende de las propiedades dinámicas, siendo el módulo de corte y el amortiguamiento principales parámetros para modelar la respuesta sísmica del suelo. Estos parámetros se relacionan con otras propiedades del suelo, de carácter más físico, como por ejemplo el índice de poros, la densidad relativa y la velocidad de las ondas de corte (Rodríguez, 2005).

### 3.3.1.1 Módulo de corte y razón de amortiguamiento

#### Módulo de corte

El módulo de corte ( $G$ ) se define como la razón entre la tensión de corte ( $\tau$ ) y la deformación unitaria de corte ( $\gamma$ ). La respuesta de un material a las deformaciones se puede observar en un diagrama tensión – deformación. En un material lineal, la gráfica es una línea recta, mientras que para un material no lineal, la gráfica es una curva, como se muestra en la figura 3.9.

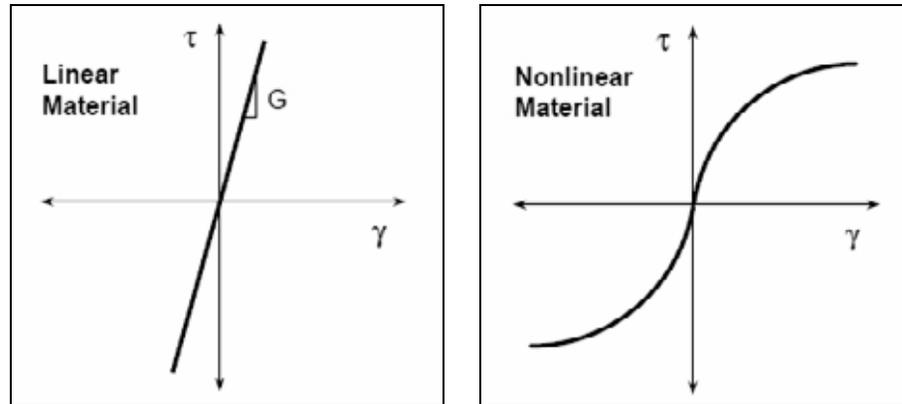


Figura 3.9 Diagrama tensión – deformación de un material lineal y un material no lineal (Arduino, 2003).

De la figura se infiere que en un material no lineal el módulo de corte varía a lo largo de la curva, por lo tanto se definen varios módulos de corte, el módulo de corte máximo o inicial, el módulo de corte secante y el módulo de corte tangente, los cuales se representan en la figura 3.10.

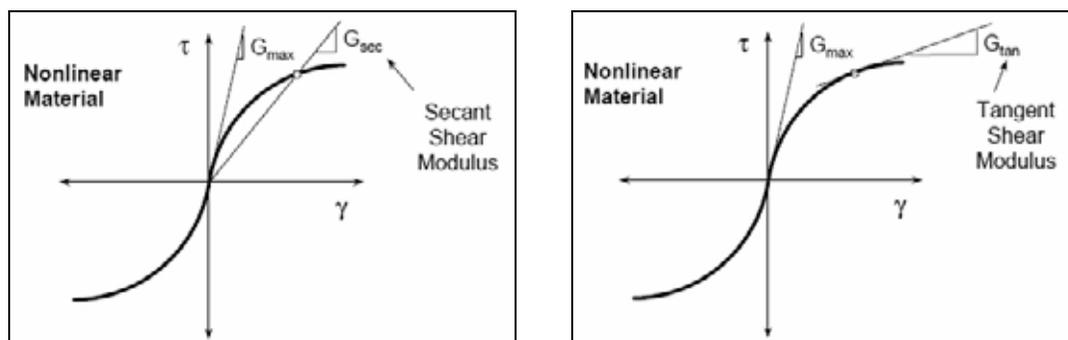
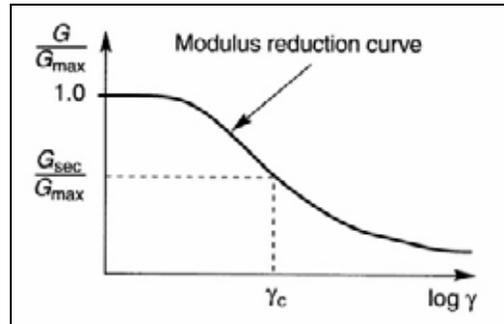


Figura 3.10 Módulos de corte (Arduino, 2003).

Estos módulos se utilizan según el tipo de análisis que se haga, generalmente para un análisis lineal equivalente se utiliza el módulo secante, en cambio, en un análisis no lineal se utiliza el módulo tangente. Matemáticamente se expresan como:

$$G_{SEC} = \frac{\tau}{\gamma} \quad G_{TAN} = \frac{d\tau}{d\gamma}$$

El módulo de corte secante disminuye cuando la deformación unitaria aumenta. Esta disminución se puede graficar para obtener la curva de reducción del módulo de corte, la cual tiene la forma mostrada en la figura 3.11.



**Figura 3.11** Curva de reducción de módulo (Kramer y Stewart, 2004).

Según Troncoso (1992), se ha establecido que la función que describe la curva de reducción de módulo, para una arena compactada, es de la forma:

$$G = \frac{G_0}{1 + (\gamma/\gamma_R)}$$

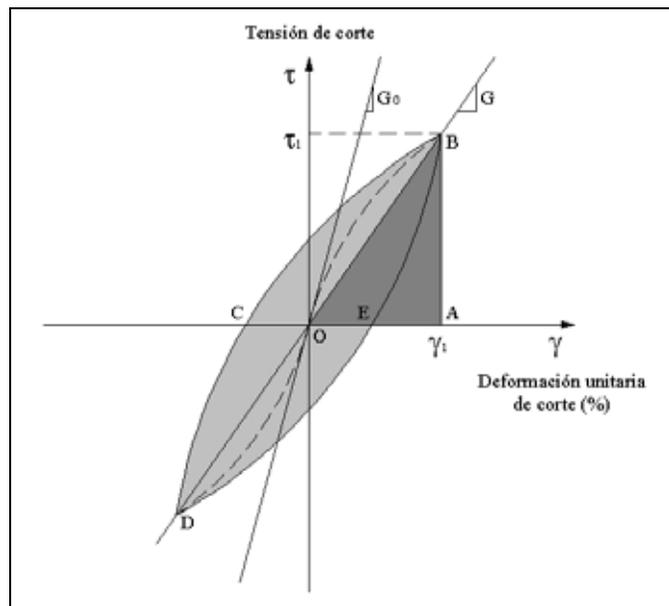
En que  $G_0$  es el módulo de corte inicial o máximo y  $\gamma_R$  es la deformación unitaria de referencia definida como:

$$\gamma_R = \frac{\tau_{\max}}{G_0}$$

Otra forma de obtener la curva de reducción de módulo es una curva hiperbólica, conociendo el módulo de corte inicial y la tensión máxima (Kramer y Stewart, 2004):

$$G = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_{\max}}}$$

Los suelos generalmente muestran un comportamiento no lineal, pues son materiales inelásticos e hysteréticos, es decir que al ser sometidos a cargas cíclicas, como las producidas por un terremoto, su respuesta tensión – deformación es un ciclo como se observa en la figura 3.12 (Troncoso, 1992).



**Figura 3.12** Respuesta de un suelo sometido a una carga cíclica (Troncoso, 1992).

En este diagrama de tensión de corte y deformación unitaria de corte se muestra un ciclo completo (loop), correspondiente a la deformación  $\gamma_1$ . En este ciclo se define el módulo de corte inicial  $G_0$  y el módulo de corte  $G$ , el cual es la pendiente de la recta secante que une los extremos de deformación máxima B y D.

El módulo de corte inicial  $G_0$ , es una función de muchos parámetros, tales como la tensión octaédrica normal efectiva ( $\sigma_0$ ), el índice de vacíos ( $e$ ), la trayectoria de tensiones, la edad y la estructura del suelo. En particular, para arenas limpias compactadas, se ha encontrado:

$$G_0 = 700 \cdot \sqrt{\sigma_0} \cdot \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad \text{Para arenas de granos redondeados, con } e < 0,8$$

$$G_0 = 326 \cdot \sqrt{\sigma_0} \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad \text{Para arenas de granos angulares}$$

En ambas ecuaciones,  $G_0$  y  $\sigma_0$  se expresan en  $\text{kg/cm}^2$ . Estas ecuaciones indican que el módulo de corte es proporcional a la raíz cuadrada de la tensión normal efectiva, en la práctica esto significa que en un depósito natural homogéneo, el módulo de corte, y por lo tanto la velocidad de las ondas de corte, debe aumentar con la profundidad, debido al aumento de la tensión de sobrecarga de los suelos (Troncoso, 1992).

#### *Razón de amortiguamiento*

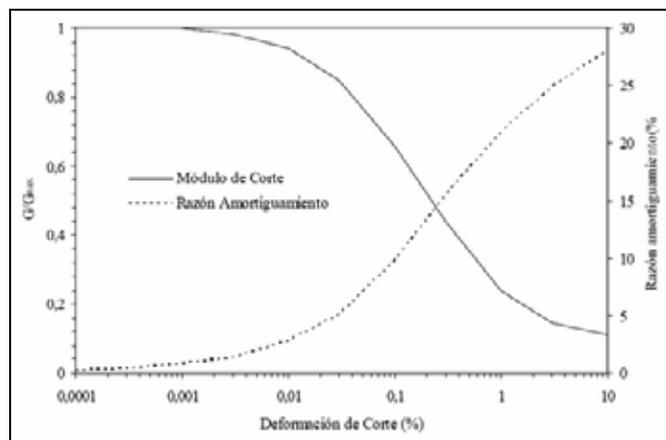
La razón de amortiguamiento ( $D$ ) expresa la capacidad del material para disipar la energía. Se calcula según (Rodríguez, 2005):

$$D = \frac{1}{4\pi} \frac{A_L}{A_T} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_L}{G \cdot \gamma_1^2}$$

Donde  $A_L$  es el área del ciclo de carga – descarga, que equivale a la energía perdida o área del loop BCDE en la figura 3.12, y  $A_T$  es el área del triángulo OAB, que equivale a la energía entregada al suelo, por unidad de volumen, para causar la deformación máxima.

Al contrario de lo que ocurre con el módulo de corte, la razón de amortiguamiento aumenta cuando la deformación máxima aumenta. Esto significa que la respuesta del suelo es una función del nivel de sollicitación y que mientras mayor sea la tensión solicitante más deformable será el suelo y mayor será su capacidad de amortiguamiento (Troncoso, 1992).

Las variaciones del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento en función de la deformación se representan por curvas como las mostradas en la figura 3.13.



**Figura 3.13** Curva de reducción de módulo de corte y variación de la razón de amortiguación con el nivel de deformación de corte (Rodríguez, 2005).

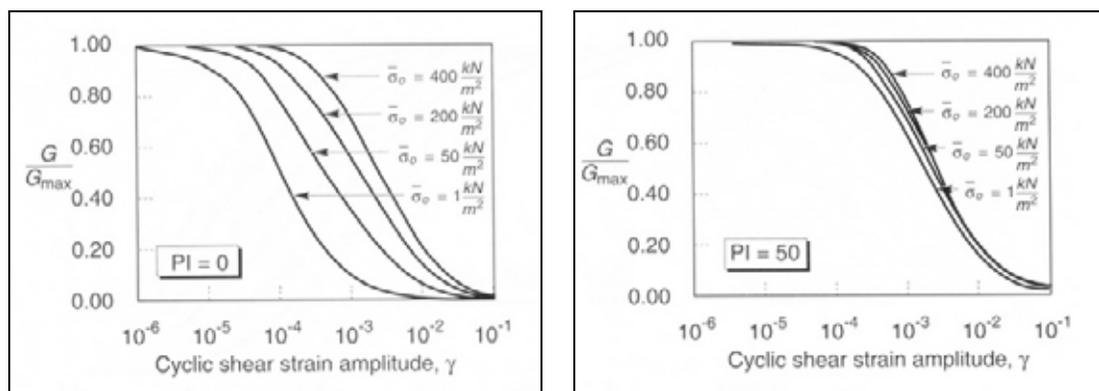
Las relaciones entre las propiedades dinámicas (módulo de corte y razón de amortiguamiento) y la deformación unitaria, se pueden obtener en el laboratorio, pero no siempre se cumplen en el terreno, debido a la dependencia de factores que no se conocen o no se pueden reproducir fielmente en el laboratorio, como la estructura, la edad y la trayectoria de tensiones del suelo.

### 3.3.1.2 Factores que influyen en las propiedades dinámicas del suelo

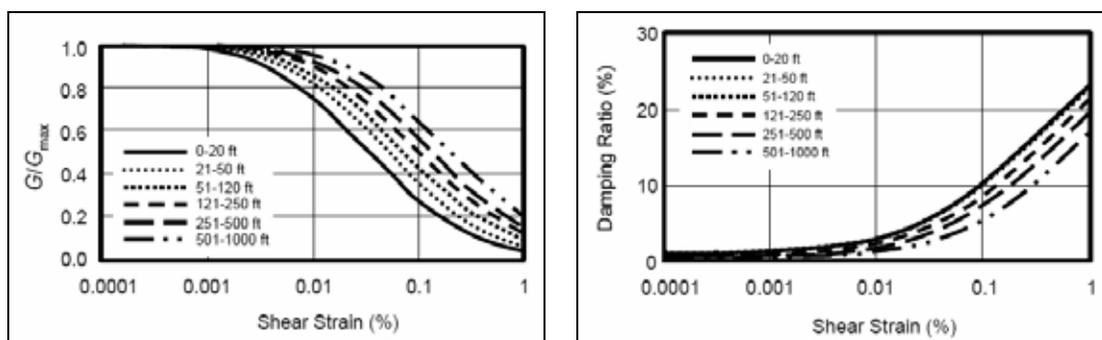
De acuerdo a Rodríguez (2005), los factores clave que influyen en las propiedades dinámicas del suelo son la tensión efectiva de confinamiento, el nivel de tensiones en el suelo, el índice de poros y la plasticidad del suelo.

El comportamiento del módulo de corte usualmente se expresa gráficamente con curvas de reducción de módulo en función de algún parámetro importante. Al respecto Kramer y Stewart (2004) señalan que este comportamiento depende fuertemente del esfuerzo efectivo para suelos no cohesivos y de baja plasticidad (Figura 3.14). La influencia de la tensión de confinamiento efectiva es menor cuando se incrementa el índice de plasticidad y generalmente no es significativa para  $IP \geq 30$ , como se observa en la figura 3.14.

Por otro lado, Kramer y Stewart indican que la razón de amortiguamiento es afectada por los mismos factores que afectan el comportamiento del módulo de corte, pero en sentido contrario, es decir que los factores que causan la disminución de la curva de módulo causan el incremento de la curva de amortiguamiento, como se observa en la figura 3.15.



**Figura 3.14** Variación del módulo de corte en función de la tensión de confinamiento, del índice de plasticidad y la deformación cíclica (Rodríguez, 2005).



**Figura 3.15** Variación del módulo de corte y de la razón de amortiguamiento en función de la profundidad y la deformación (Kramer y Stewart, 2004).

### 3.3.1.3 Medición de propiedades en ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio tienen una limitación general en el tamaño de las partículas que se pueden contener en una probeta de dimensiones normales. Esta limitación impide ensayar suelos que contienen gravas gruesas o bolones, como es común en depósitos fluviales y en zonas cordilleranas, que en el caso de Chile son abundantes. Por el contrario, los ensayos de laboratorio son económicos y rápidos de realizar, que permiten realizar investigaciones

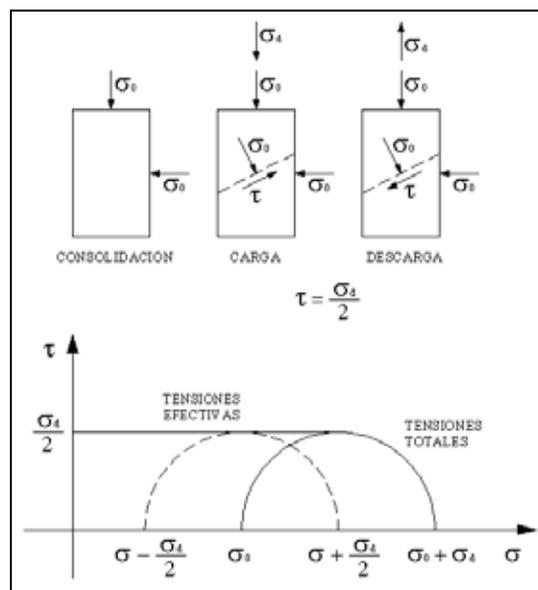
profundas y estudiar la influencia de ciertos parámetros en las propiedades del suelo (Troncoso, 1992).

Los ensayos más comunes para determinar el módulo de corte y la razón de amortiguamiento son el ensayo triaxial cíclico y el ensayo de columna resonante, los cuales se describen brevemente a continuación.

### *Ensayo triaxial cíclico*

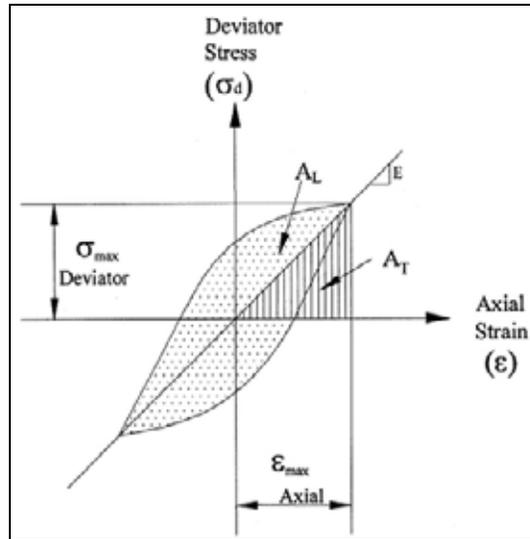
En este ensayo la muestra de suelo se confina en una celda de compresión triaxial en la que es posible aplicar una presión hidrostática de consolidación y una tensión deviatórica variable en función del tiempo. La tensión deviatórica se aplica por medio de un pistón que sube y baja accionado por un mecanismo que puede programarse para una carga sinusoidal o para una carga sísmica de historia conocida. Cada probeta es cargada cíclicamente de manera de obtener una historia de tensiones de corte reversibles en un plano de ella. Las cargas axiales son registradas mediante una celda de carga o un transductor de presión, las deformaciones axiales mediante un transductor lineal (LVDT) y las presiones de poros son medidas mediante un transductor de presiones (Troncoso, 1992).

El procedimiento para realizar este ensayo es el siguiente, primero se consolida la probeta de suelo bajo la presión de la cámara triaxial ( $\sigma_0$ ), la cual se mantiene constante durante todo el ensayo, y después se aplica una tensión deviatórica ( $\sigma_d$ ) que cambia de dirección según la carga programada, como muestra la figura 3.16. Este procedimiento es una simplificación, pero es válido cuando la muestra está saturada y el ensayo se realiza bajo condiciones no drenadas.



**Figura 3.16** Condiciones de carga en ensayo triaxial cíclico (Troncoso, 1992).

Los resultados obtenidos en este ensayo se pueden representar en curvas histeréticas de tensión – deformación, como la mostrada en la figura 3.17, la cual se forma graficando la tensión deviatorica ( $\sigma_d$ ) y la deformación unitaria axial ( $\varepsilon$ ).



**Figura 3.17** Curva histerética tensión – deformación axial para cargas cíclicas (Sitharam et al., 2004).

La recta secante que conecta los extremos del loop histerético es el módulo de Young dinámico ( $E$ ), el cual se puede relacionar con las deformaciones y con el módulo de corte con las siguientes ecuaciones:

$$E = \frac{\sigma_d}{\varepsilon} \quad \gamma = (1 + \mu)\varepsilon \quad G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$$

El coeficiente de Poisson generalmente toma el valor 0,5 para muestras de suelo saturadas en condiciones no drenadas (Sitharam et al., 2004).

#### *Ensayo de columna resonante*

El ensayo de columna resonante consiste en someter una muestra cilíndrica de suelo, que actúa como una columna, a una carga armónica torsional o longitudinal (en la que puede controlarse la amplitud y la frecuencia) por medio de un sistema electromagnético. Inicialmente la frecuencia de carga tiene un valor bajo y se aumenta progresivamente hasta que la amplitud de deformación alcanza un valor máximo (Rodríguez, 2005).

La probeta de suelo entra en resonancia cuando la frecuencia forzada ( $f_f$ ) coincide con su frecuencia natural ( $f_n$ ). Si se conoce la longitud de onda del primer modo ( $\lambda$ ), se puede calcular la velocidad de onda, por medio de la ecuación:

$$V = \lambda \cdot f$$

Donde  $V$  es la velocidad de la onda de corte ( $V_s$ ) si la excitación es torsional, o es la velocidad de la onda de compresión ( $V_p$ ) si la excitación es longitudinal. Finalmente el módulo de corte se calcula como (Troncoso, 1992):

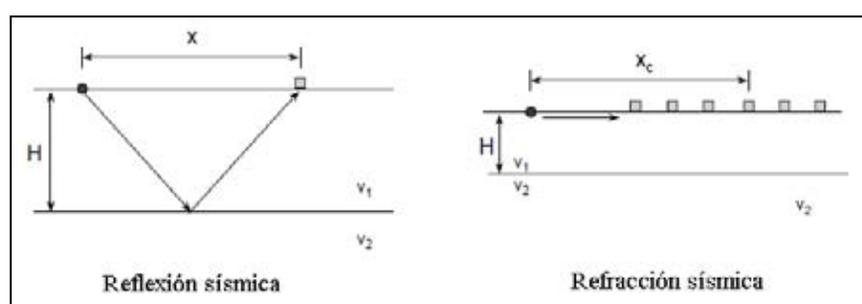
$$G = \rho \cdot V_s^2$$

### 3.3.1.4 Medición de propiedades en ensayos de terreno

#### *Propagación de ondas*

Los ensayos de terreno más comunes son aquellos destinados a medir el módulo de corte inicial ( $G_0$ ), es decir la pendiente de la curva tensión – deformación a niveles de deformación muy pequeños, donde el suelo se comporta como material elástico, por lo que también se llaman de baja deformación. Estos ensayos se basan en la generación de ondas y en la determinación de su velocidad de propagación.

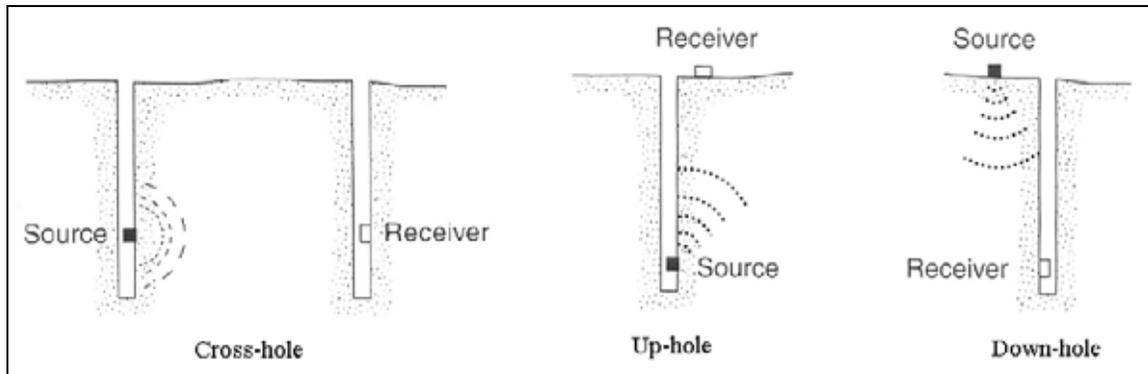
En el método de reflexión o refracción sísmica (Figura 3.18), se generan ondas mediante un impacto en la superficie y se determina la velocidad de las ondas que se propagan desde esa fuente hasta uno o varios receptores ubicados a distintas distancias, sobre la superficie del terreno. Aplicando leyes de reflexión o refracción de ondas se pueden determinar las velocidades medias de los estratos más superficiales.



**Figura 3.18** Reflexión y refracción sísmica (Arduino, 2003).

Existen otros ensayos geofísicos para determinar las velocidades y módulos a mayores profundidades, los cuales consisten en que la fuente generadora, los receptores o ambos, se ubican dentro de sondajes. Los métodos más comunes de este tipo son el cross-hole, el down-hole y el up-hole (Figura 3.19).

En el método down-hole la fuente generadora está constituida por una placa firmemente anclada en la superficie del terreno, sobre la cual impacta un émbolo pesado y el paso de las ondas generadas se capta en un instrumento receptor apoyado contra la pared dentro de un sondaje, en el método up-hole, los instrumentos son instalados en la superficie y las ondas se generan mediante cargas explosivas detonadas dentro de un sondaje cercano. Estos métodos permiten conocer las velocidades de ondas bajo estados de poca magnitud, debido a la baja energía de los eventos generadores y a las largas distancias a que se ubican los receptores (Troncoso, 1992).



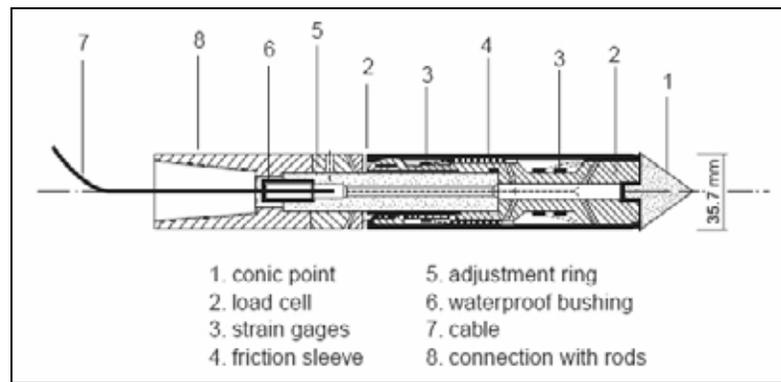
**Figura 3.19** Ensayos geofísicos de sondajes para determinar la velocidad de las ondas sísmicas (Rodríguez, 2005).

### *Ensayos penetrométricos*

La resistencia a la penetración, es un índice relacionado con la densidad, la deformabilidad y la resistencia al corte de un suelo. Asimismo, se han establecido relaciones entre los resultados de estos ensayos y las propiedades dinámicas de los suelos, como la propagación de ondas. Tienen ventajas sobre otros ensayos de terreno por sus menores costos y mayor disponibilidad de equipos, lo que los hace útiles en las primeras etapas de un proyecto (Troncoso, 1992).

El método más usado en las exploraciones de suelos es el Ensayo de Penetración Estándar (SPT), el cual se estudiará en detalle en el capítulo IV.

Otro ensayo muy utilizado es el Ensayo de Penetración de Cono (CPT), el que consiste en hincar una barra con punta cónica a una velocidad determinada (Figura 3.20). Este ensayo permite medir, por medio de celdas de carga, dos parámetros importantes, la resistencia de punta y la resistencia a la fricción lateral (Troncoso, 1992).



**Figura 3.20** Penetrómetro de cono (Salgado y Santagata, 2003).

Además, existe una variante de este ensayo, el Ensayo de Piezo-Cono (CPTU) que puede medir la presión de agua en la punta por medio de una piedra porosa situada justo detrás de la punta y conectada a un transductor de presiones (Rodríguez, 2005).

### 3.3.2 Efectos de los sismos en el suelo

Los depósitos de suelos afectados por vibraciones sísmicas pueden sufrir cambios importantes en su capacidad resistente y provocar daños considerables a las construcciones ubicadas sobre esos depósitos.

Los cambios en la estructura del suelo son causados por las fuerzas de inercia que se generan por la propagación de las ondas sísmicas. La magnitud de las deformaciones unitarias se puede estimar como la razón entre la velocidad inducida de una partícula de suelo ( $\dot{w}$ ), y la velocidad de avance de la onda ( $V_s$ ) según la siguiente ecuación (Troncoso, 1992):

$$\gamma_{xz} = \frac{\dot{w}}{V_s}$$

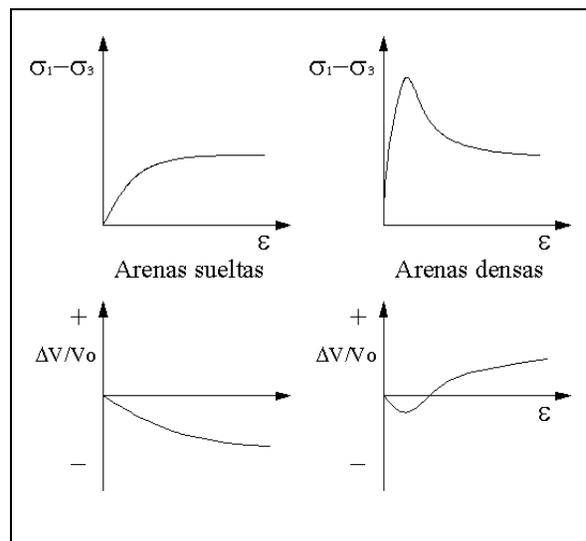
Dependiendo de la rigidez del suelo, que condiciona la velocidad de propagación de las ondas, se tiene que, para terremotos de fuerte magnitud, las deformaciones unitarias pueden alcanzar valores entre  $10^{-3}$  y  $10^{-1}$  por ciento. Estas distorsiones pueden causar la densificación del suelo, si éste puede drenar rápidamente, variar las presiones de poros en condiciones no drenadas, o reducir la resistencia al corte a valores mínimos. Las consecuencias de estos comportamientos son asentamientos de fundaciones, hundimientos o flotación de obras subterráneas, volcamientos de edificios, deslizamientos de taludes y fallas de flujo de depósitos no confinados (Troncoso, 1992).

### 3.3.2.1 Densificación

La densificación de depósitos de arena suelta se produce cuando el agua intersticial puede drenar fácilmente, generando el reordenamiento de las partículas del suelo por la variación en el índice de vacíos y por lo tanto su densificación. Este fenómeno causa variados tipos de daños debido a los cambios de volumen del terreno soportante, principalmente asentamientos diferenciales.

En el sismo del 3 de marzo de 1985, se han informado de severos daños por densificación, como asentamientos diferenciales de hasta 30 cm en edificios de hormigón armado en el centro de San Antonio, y del orden de 1 metro en algunos sitios del puerto de San Antonio, debido a la densificación de arenas sueltas y a la presencia de una napa freática muy superficial (Troncoso, 1992).

Las relaciones de tensión – deformación y las variaciones de volumen son diferentes para arenas sueltas y para arenas densas, como muestra la figura 3.21. Las arenas sueltas se comprimen para cualquier nivel de deformación, mientras que las arenas densas se comprimen primero, pero luego se dilatan para deformaciones mayores. A partir de este comportamiento se define el índice crítico de vacíos y la densidad relativa crítica, que corresponden a la frontera entre comportamiento de compresión y de dilatación. En general se observa que las arenas más sueltas que  $D_R = 50\%$  se densifican y que las arenas más densas que  $D_R = 60\%$  se dilatan, como consecuencia de las cargas sísmicas.



**Figura 3.21** Comportamiento mecánico de arenas (Troncoso, 1992).

Finalmente, Troncoso concluye que la densificación de las arenas (en el sismo del 3 de marzo de 1985) fue responsable de severos daños a las estructuras, destrucción de edificios y daños en varios sitios de los puertos de San Antonio y Valparaíso.

### **3.3.2.2 Licuefacción**

En áreas donde los materiales granulares no consolidados están saturados, las vibraciones de los terremotos pueden generar un fenómeno conocido como licuefacción o licuación de suelos. Durante la licuefacción, las vibraciones del suelo generan una pérdida de la resistencia al corte del mismo, transformándolo temporalmente en un estado licuado. Bajo estas condiciones, lo que había sido un suelo estable se convierte en un fluido móvil que no es capaz de soportar edificios ni otras estructuras. Como consecuencia, los objetos situados bajo tierra, como tanques de almacenamiento y conducciones de alcantarillado, pueden flotar literalmente hacia la superficie, mientras las estructuras superficiales pueden hundirse (Tarbuck y Lutgens, 2000). Este tema se trata de manera exhaustiva en el capítulo IV.

### **3.3.2.3 Fallas de taludes**

Los depósitos de suelos limitados por superficies inclinadas, están permanentemente sometidos a esfuerzos de corte cuyas magnitudes dependen de las alturas y de las inclinaciones de los taludes. Aumentos en las tensiones solicitantes o disminuciones de las fuerzas resistentes, pueden ocasionar problemas de inestabilidad como fallas de flujo y deslizamientos de bloques (Troncoso, 1992).

Los movimientos sísmicos pueden activar deslizamientos de tierra. En el caso de un sismo existe el triple efecto de aumento de esfuerzo cortante, disminución de resistencia por aumento de la presión de poros y deformación asociados con la onda sísmica, pudiéndose llegar a la falla al cortante y hasta la licuefacción, en el caso de suelos granulares saturados (Suárez, 1998).

Las consecuencias de la ruptura de un talud o ladera dependen principalmente del mecanismo de falla y de las propiedades de los suelos (Troncoso, 1992). Los procesos geotécnicos corresponden generalmente, a movimientos hacia abajo y hacia afuera de los materiales que conforman un talud de roca, suelo natural o relleno, o una combinación de ellos. Los movimientos ocurren a lo largo de superficies de falla, por caída libre, movimientos de masa, erosión o flujos (Suárez, 1998).

Los movimientos más comunes causados por la falla de un talud, debido a solicitaciones sísmicas, son las fallas de flujo y los deslizamientos, los cuales se describen brevemente a continuación.

### *Fallas de flujo*

La disminución de resistencia al corte, debido a un aumento de la presión de poros y deformaciones, puede causar el escurrimiento, como fluidos viscosos, de los suelos de taludes, lo que se conoce como falla de flujo. Las consecuencias de estas fallas son la destrucción total de las estructuras formadas por suelos, como taludes de presas, la inundación de terrenos y los daños a las construcciones (Troncoso, 1992).

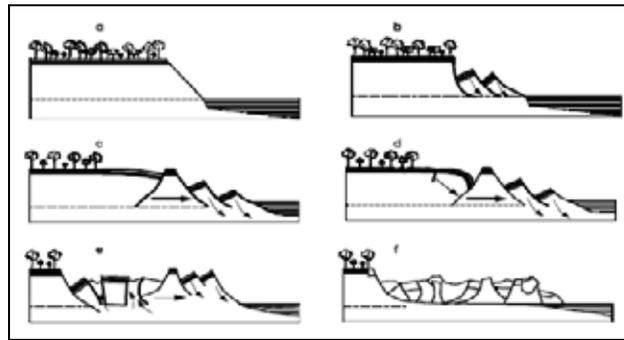
En un flujo existen movimientos relativos de las partículas o bloques pequeños dentro de una masa que se mueve o desliza sobre una superficie de falla. Además, la ocurrencia de un sismo posterior a un período de lluvias, puede provocar el deslizamiento de masas de suelo saturadas, en forma de corrientes de barro. Los flujos de barro poseen gran poder destructivo debido a la baja resistencia y saturación del suelo, incluso se puede hablar de viscosidad propiamente dicha, llegándose al punto de suelos suspendidos en agua o licuados (Suárez, 1998).

### *Deslizamientos*

Este movimiento consiste en un desplazamiento de corte a lo largo de una o varias superficies de falla. Los deslizamientos pueden ser de una sola masa que se mueve o pueden comprender varias masas independientes (Suárez, 1998).

La variable más importante es la presión de poros en la superficie de falla, que puede generar una reducción de la resistencia al corte, provocando deslizamientos de grandes masas de suelo. Es por esto que muchos deslizamientos están asociados a fallas del suelo debido a la licuefacción.

En el terremoto de Valdivia de 1960, un deslizamiento bloqueó el desagüe del lago Riñihue, de la misma manera como había ocurrido en el terremoto del año 1575. Un desastre similar ocurrió en el terremoto de Alaska de 1964, en los acantilados de Turnagain Heights (Figura 3.22), cuando un estrato arcilloso perdió su resistencia a causa de las vibraciones del terremoto y una extensión de tierra de 200 metros de longitud se deslizó hacia el mar (Tarbuck y Lutgens, 2000).



**Figura 3.22** Deslizamiento por acción del terremoto de Alaska de 1964 (Suárez, 1998).

Los deslizamientos se pueden a su vez dividir en dos subtipos denominados deslizamientos traslacionales y deslizamientos rotacionales. En el caso de los primeros, las superficies de falla son planas o ligeramente onduladas, por lo que el desplazamiento tiene muy poco o nada de movimiento de rotación. Cuando este tipo de deslizamiento está asociado a suelos no cohesivos, la superficie de falla es paralela a la superficie del talud. Por otra parte, en un deslizamiento rotacional la superficie de falla es formada por una curva cuyo centro de giro se encuentra por encima del centro de gravedad del cuerpo del movimiento, siendo este último el tipo de deslizamiento más frecuente.

#### 3.3.2.4 Amplificación sísmica

Normalmente, las regiones situadas a una distancia similar del epicentro experimentan la misma intensidad de movimiento del terreno durante un terremoto. Sin embargo esto no siempre se cumple debido a la naturaleza del suelo sobre el cual están construidas las estructuras.

La amplificación del movimiento del terreno se produce cuando el suelo tiene un período natural de vibración que coincide con el período de las ondas sísmicas, lo que se conoce como resonancia y que puede generar un aumento considerable en la amplitud de las vibraciones.

El terremoto de México de 1985 es el ejemplo más emblemático de amplificación sísmica. Aunque el epicentro de este terremoto se ubicó en la costa de México y las ondas sísmicas se debilitaron progresivamente al aumentar la distancia, en la sección central de la ciudad de México, a casi 400 kilómetros del epicentro, las vibraciones se intensificaron hasta 5 veces más que las experimentadas en las afueras de la ciudad. Este movimiento amplificado puede atribuirse a los sedimentos blandos, restos del lecho de un antiguo lago, sobre el cual se construyó parte de la ciudad (Tarbuck y Lutgens, 2000).

La columna de sedimento situada debajo de la ciudad de México tiene un período natural de vibración de 2 segundos aproximadamente, el que coincidió con el período de las ondas sísmicas más intensas, produciéndose resonancia, la que provocó movimientos del terreno de

hasta 40 cm. Las ondas sísmicas llegaron con largos periodos (en torno a los 2 segundos) debido a la larga distancia recorrida. El efecto de resonancia entre las vibraciones y el suelo amplificó notablemente las aceleraciones para este periodo, y el terremoto causó serios daños particularmente en edificios altos de 10 a 20 plantas, recientemente construidos, mientras que edificios bajos de adobe, más viejos y débiles sufrieron mucho menor daño (Benito y Cabañas, 1999).

## Capítulo IV. Licuefacción

### 4.1 Introducción

Como se vio en el capítulo II, la probabilidad de que ocurran terremotos está determinada por la sismicidad de la región. Las amenazas sísmicas locales o propias de un sitio dependen de la estructura geotécnica del área. Existen varias amenazas sísmicas locales que pueden poner en peligro las construcciones, como densificación, licuefacción, flujos, deslizamientos y amplificación de las vibraciones del terreno (OPS, 2003).

Una de estas amenazas sísmicas es la licuefacción, la cual puede afectar seriamente la estabilidad de las estructuras que se encuentran fundadas en el suelo, pues puede resultar en la pérdida total de la resistencia y capacidad de soporte del suelo, además cuando ocurre la licuefacción, generalmente los daños se extienden a las instalaciones enterradas.

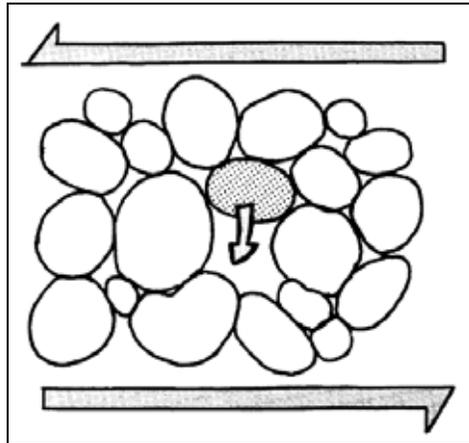
La licuefacción es un término usado para describir un rango de fenómenos en los cuales la resistencia y la rigidez de un depósito de suelos se reducen debido a un aumento de la presión de poros. Aunque es posible que la licuefacción se produzca por cargas estáticas, es más comúnmente inducida por cargas cíclicas. La licuefacción ocurre más comúnmente en arenas o arenas limosas sueltas, saturadas y limpias, pero también ha sido observada en gravas y limos poco plásticos. Fallas del terreno con características parecidas a fallas por licuefacción también han sido observadas en arcillas limosas de baja plasticidad. La licuefacción puede producir daño en un rango que va desde pequeños hundimientos y desplazamientos laterales (lateral spreading), hasta deslizamientos de grandes masas de suelos. Además puede causar grandes asentamientos o inclinaciones en fundaciones y estructuras de retención (Kramer y Stewart, 2004).

#### 4.1.1 Descripción de la licuefacción

Antes de un terremoto, la presión de poros se mantiene relativamente baja. Sin embargo, durante un terremoto se puede generar un incremento de esta presión hasta el punto donde las partículas pueden moverse fácilmente unas con respecto a otras.

Como señala Greene et al. (1994), las acciones en el suelo que producen licuefacción son las siguientes, las ondas sísmicas, principalmente las ondas de corte, en su paso a través de los estratos de suelos granulares saturados, distorsionan la estructura granular y causan el reordenamiento de los grupos sueltos de partículas, como muestra la figura 4.1, debido a la

tendencia de los suelos sueltos a densificarse. Este reordenamiento de las partículas produce un incremento en la presión de poros bajo condiciones no drenadas.



**Figura 4.1** Esquema que ilustra el proceso de licuefacción. Las deformaciones de corte (indicadas por las flechas grandes) inducidas por un terremoto distorsionan la estructura granular causando el reordenamiento de las partículas sueltas como indica la flecha curvada (Greene et al., 1994).

Lo anterior se produce debido a que la alta frecuencia a la que se suceden los ciclos de carga y descarga sísmicos impide que el agua encerrada en los poros de un suelo drene y que se produzcan cambios de volumen, razón por la cual se generan incrementos de presiones en el agua. En general, la magnitud de los incrementos de las presiones de poros, es igual a la magnitud de las tensiones deviatoricas multiplicada por el coeficiente de Skempton, de acuerdo a la siguiente expresión (Troncoso, 1992):

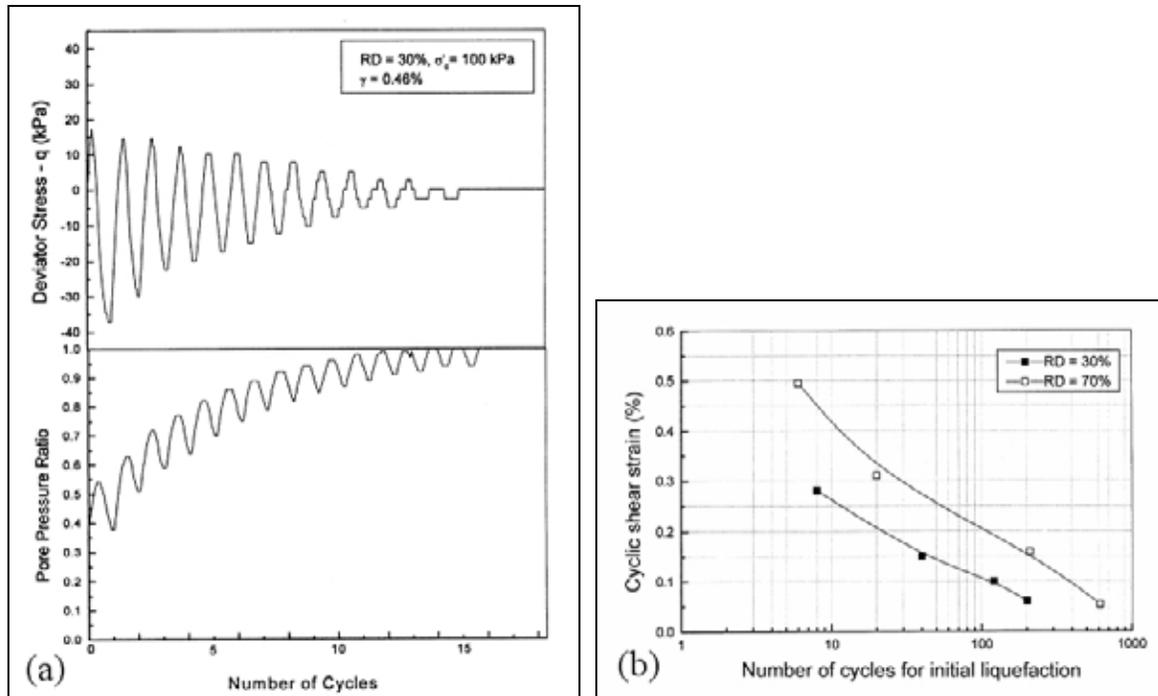
$$\Delta u = A \cdot \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \Delta u &= \text{incremento de la presión de poros} \\ A &= \text{coeficiente de Skempton} \\ \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) &= \text{magnitud de las tensiones deviatoricas} \end{aligned}$$

Debido a que el coeficiente de Skempton es un parámetro característico de la estructura del suelo y a que, por lo tanto, está relacionado con el módulo de corte, se puede anticipar que variará durante la ocurrencia de un sismo. Toda variación de la presión de poros implica un cambio en la tensión efectiva y, como consecuencia, un cambio en el módulo de corte. Si la presión de poros aumenta en un ciclo de carga, el módulo de corte disminuye y, por lo tanto, el incremento de presión correspondiente a un siguiente ciclo de carga será mayor que el anterior, y así sucesivamente, en un proceso de progresivo deterioro.

La figura 4.2 (a) muestra la variación de la tensión deviatorica y la relación de presión de poros con el número de ciclos para un suelo de densidad relativa inicial de 30 % ensayado con una deformación de corte cíclica de 0,46 % en un ensayo triaxial cíclico de deformación controlada. La presión de poros aumenta a medida que se aplica la deformación cíclica y se acerca al valor de la presión de confinamiento inicial de 100 kPa, que corresponde a una relación de presión de poros de 100 %, a los 14 ciclos.



**Figura 4.2** Gráficos obtenidos de ensayos cíclicos, (a) variación de la tensión deviatorica y de la relación de presión de poros con el número de ciclos, (b) curvas de resistencia cíclica (Sitharam et al., 2004).

El incremento de la presión de poros genera la disminución de la tensión efectiva, la cual finalmente se reduce a cero cuando la relación de presión de poros es igual a 100 %. Tal estado de la muestra se conoce como licuefacción, que es un estado en que el suelo pierde su resistencia al corte. La figura 4.2 (b) representa la resistencia cíclica en términos de la deformación de corte cíclica, en función del número de ciclos necesarios para iniciar la licuefacción, para dos densidades relativas diferentes (Sitharam et al., 2004).

La disminución de las tensiones efectivas, causada por aumentos de las presiones de poros, puede tener graves consecuencias para estructuras fundadas sobre suelos que sufran este deterioro. Esto es así debido a que la capacidad soportante y la compresibilidad del suelo son directamente dependientes de las tensiones efectivas, como muestran las ecuaciones de resistencia al corte y de módulo de compresibilidad (Troncoso, 1992):

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg} \phi$$

$$E = K \sqrt{\sigma}$$

Donde:

- $c$  = cohesión, en un suelo no cohesivo  $c = 0$   
 $\phi$  = ángulo de fricción interna  
 $K$  = función dependiente de la deformación

Un edificio puede sufrir fallas de fundaciones o asentamientos excesivos debido a aumentos de las presiones de poros provocados por sollicitaciones sísmicas, aun antes de producirse licuefacción.

Dado que la presión de poros puede aumentar en forma progresiva en sucesivos ciclos de carga y descarga, como los ocurridos durante un sismo, se sigue que la resistencia al corte puede disminuir en forma también progresiva. En un suelo no cohesivo, la resistencia al corte es directamente proporcional a la tensión efectiva:

$$\tau = \sigma' \tan \phi$$

Por lo tanto, la condición límite, cuando la presión de poros tiende al valor de la tensión total, será (Troncoso, 1992):

$$\lim_{u \rightarrow \sigma} \tau = \lim_{u \rightarrow \sigma} \sigma' \tan \phi = 0$$

Ya que:  $\sigma' = \sigma - u$

Es decir, la resistencia al corte tenderá a cero. Esto significa que, en esta condición límite, el suelo puede comportarse como un fluido y, por lo tanto, perder su capacidad soportante, escurrir como una masa líquida viscosa o ejercer presiones hidrostáticas sobre estructuras apoyadas o enterradas en el suelo. Este fenómeno se denomina licuefacción.

#### 4.1.2 Ejemplos de licuefacción

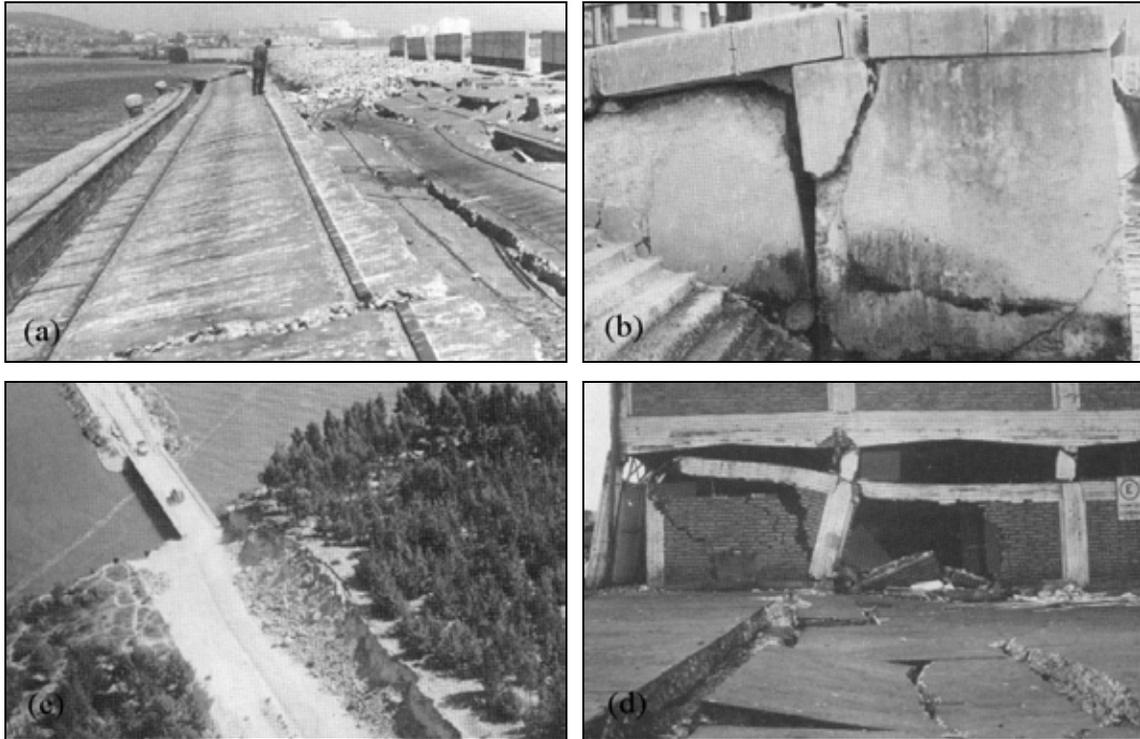
La licuefacción ha ocurrido en numerosos terremotos, como ha quedado en evidencia en los registros históricos y geológicos. Las evidencias de licuefacción en el pasado, llamadas paleo-liquefacción, han sido usadas para evaluar los peligros sísmicos en las áreas donde los datos instrumentales e históricos son escasos.

El tema de la licuefacción se ubicó en el primer plano de la ingeniería geotécnica antisísmica con los terremotos del año 1964 en Niigata, Japón y en Alaska. En Niigata, la licuefacción causó desplazamiento lateral (Figura 4.16) y pérdida de la capacidad de soporte de los suelos (Figura 4.18). Más recientemente, los fuertes terremotos ocurridos en California, como Loma Prieta (1989) y Northridge (1994), además de otros como Kobe (1995), Turquía (1999) y Taiwán (1999) han proporcionado pruebas adicionales de los efectos dañinos de la licuefacción.

En el caso de Chile, el terremoto del 3 de marzo de 1985 también entrega algunos ejemplos de fallas del terreno por licuefacción. Es importante señalar que este terremoto afectó la zona con mayor densidad de población en Chile, en la cual se encuentra los dos puertos más importantes del país, Valparaíso y San Antonio, donde existen grandes estructuras de suelos o rellenos en forma de muelles, espigones y sitios de atraque. Además en esa misma zona se ubican varias minas e industrias asociadas a la minería, por lo que se han construido muchos tranques de relaves y presas de tierra. Todas estas estructuras de suelos presentan un importante riesgo de licuefacción, debido a sus características, como estar formadas por suelos poco cohesivos y encontrarse en permanente estado de saturación.

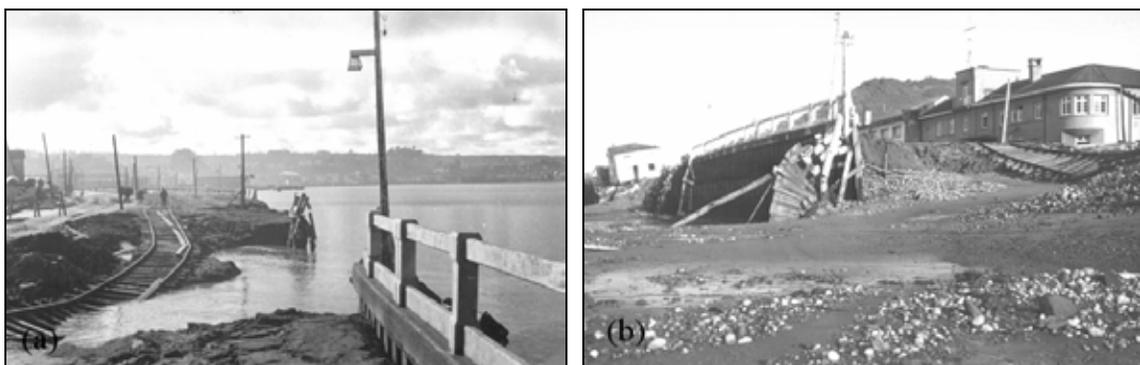
Al respecto, Troncoso (1992) ha estudiado los casos de fallas en estructuras de suelos durante este terremoto, y señala que los daños sufridos por los depósitos de suelos o por las fundaciones apoyadas en ellos fueron causados por algunos efectos principales, los cuales son densificación, reducción de la resistencia al corte, aumento de las presiones de poros y licuefacción. En el caso de presas, terraplenes o estructuras de contención, la licuefacción de los suelos de contención puede significar destrucción total o daños mayores por desplazamientos excesivos. Ejemplos de esto fueron los importantes daños en la presa Locha y muros de contención en Valparaíso y San Antonio (Figura 4.3 a y b), debido al aumento de las fuerzas de empuje sobre los muros. La licuefacción de tranques de relaves han significado en Chile la muerte de varias personas y la destrucción de los depósitos de residuos minerales, con las consiguientes pérdidas de instalaciones y la contaminación de los terrenos cercanos, como ocurrió en los tranques Veta del Agua y Cerro Negro en marzo de 1985.

Fallas de fundaciones causadas por la reducción de resistencia al corte, asociada a aumentos de las presiones de poros y licuefacción, se observaron en el sismo de 1985 en puentes, muros de contención, terraplenes (Figura 4.3 c) y edificios (Figura 4.3 d). Evidencias de licuefacción en forma de flujo de arena se observaron en varios sitios del puerto de San Antonio.



**Figura 4.3** Daños producidos por fallas de suelos en Valparaíso y San Antonio en el terremoto de 1985, (a) Vista desde sitio 1 hacia San Antonio, (b) falla de estructura de contención y hundimiento de rellenos en muelle Prat, (c) falla de talud y terraplén de acceso a puente, (d) hundimiento de fundaciones por licuefacción (Troncoso, 1992).

También en nuestro país, en el terremoto del 22 de mayo de 1960, que afectó a gran parte de la zona centro y sur de Chile se evidenciaron importantes fallas en suelos, como asentamientos que afectaron a zapatas de fundaciones aisladas, fallas en terraplenes de acceso a puentes y muros de contención, que agravaron notablemente el daño a las estructuras. Se debe destacar que la mayoría de estas fallas ocurrieron en zonas de suelos que se encontraban saturados, ejemplos de estas fallas son la licuefacción de suelos de relleno en la costanera (Figura 4.4 a y b), deslizamiento y hundimiento del terreno en el puerto (Figura 4.4 c), y pérdida de la capacidad de soporte (Figura 4.4 d), en la ciudad de Puerto Montt.





**Figura 4.4** Daños producidos por fallas de suelos en Puerto Montt en el terremoto de 1960, (a) y (b) licuefacción de suelos de relleno en la costanera, (c) deslizamiento del terreno en el puerto, (d) hundimiento de una estatua por pérdida de la capacidad de soporte (Fotos de Kurt Grassau).

### 4.1.3 Terminología

En general, el término licuefacción se utiliza para describir algunos fenómenos relacionados, los que pueden tener efectos muy similares, sin embargo, los mecanismos que los causan son diferentes (Johansson, 2000). Los mecanismos básicos que producen licuefacción pueden ser divididos en dos categorías principales, licuefacción de flujo (flow liquefaction) y movilidad cíclica (cyclic mobility).

#### 4.1.3.1 Licuefacción de flujo

De acuerdo a Kramer y Stewart (2004), la licuefacción de flujo ocurre cuando las tensiones de corte requeridas para mantener el equilibrio estático de una masa de suelo son mayores que la resistencia al corte del suelo en su estado licuado, o resistencia residual. Cuando se produce el movimiento sísmico, este actúa como un disparador y en adelante las grandes deformaciones generadas son el producto del estado de esfuerzos estáticos. Una vez que se provoca el fenómeno, la resistencia de un suelo no es lo suficientemente grande para resistir las tensiones presentes en el suelo antes de la licuefacción (Johansson, 2000).

Si la licuefacción se desencadena debido a las vibraciones de un terremoto, entonces la incapacidad del suelo licuado para resistir las tensiones requeridas puede causar grandes deformaciones o deslizamientos de flujo, provocando fallas del suelo (Kramer y Stewart, 2004).

Las fallas causadas por licuefacción de flujo se caracterizan por movimientos grandes y rápidos que pueden producir efectos desastrosos, como el volcamiento de edificios en Niigata (Figura 4.18) y el deslizamiento de grandes masas de suelos en Turnagain Heights en Alaska (Figura 3.22), ambos en el año 1964. Como ilustran estos casos, las fallas por licuefacción de flujo pueden involucrar el movimiento de volúmenes considerables de material, aunque la

perturbación necesaria para desencadenar la licuefacción puede ser muy pequeña (Johansson, 2000).

#### **4.1.3.2 Movilidad cíclica**

El segundo mecanismo, llamado movilidad cíclica, es provocado por una carga cíclica y ocurre cuando las tensiones estáticas iniciales son menores que la resistencia al corte del suelo licuado, durante el movimiento sísmico el estado de esfuerzos aumenta en forma escalonada hasta que se alcanza la resistencia del suelo y sobreviene la falla. Este fenómeno es más frecuente que la licuefacción de flujo. La movilidad cíclica conduce a un incremento de las deformaciones que se desarrollan durante el movimiento producido por un terremoto, estas deformaciones pueden ser pequeñas o muy grandes dependiendo de las características del suelo y del movimiento del terreno (Kramer y Stewart, 2004).

Los efectos relacionados con la movilidad cíclica, generalmente se presentan en la forma de desplazamiento lateral y volcanes de arena. Como señalan Kramer y Stewart (2004) y Johansson (2000), en el terreno la movilidad cíclica puede producir deslizamientos laterales aun en presencia de pendientes muy suaves o en terreno plano en las cercanías de superficies libres como ríos y lagos.

Al nivel del terreno, la alta presión de poros producida por la licuefacción puede causar que esta presión fluya rápidamente hacia la superficie. Este flujo puede ocurrir durante y después de un terremoto, el que si es lo suficientemente rápido, puede arrastrar partículas de arena, a través de grietas, hacia la superficie, donde son depositadas en forma de volcanes de arena (Johansson, 2000).

#### **4.1.4 Evaluación de riesgo de licuefacción**

Toda evaluación de riesgo de licuefacción debe responder a las siguientes tres preguntas, indicadas por Arduino (2003):

1. ¿Es el suelo susceptible de presentar licuefacción?
2. ¿Es la carga suficientemente fuerte como para desencadenar la licuefacción?
3. ¿Causará la licuefacción un daño inaceptable?

Las respuestas a estas preguntas se relacionan con los siguientes temas:

1. Susceptibilidad de licuefacción

2. Evaluación del potencial de licuefacción
3. Efectos producidos por la licuefacción

## **4.2 Susceptibilidad de licuefacción**

### **4.2.1 Suelos susceptibles**

#### **4.2.1.1 Criterios de susceptibilidad**

No todos los suelos son susceptibles de presentar licuefacción, así que el primer paso en el desarrollo de una evaluación de riesgo de licuefacción es la determinación de la susceptibilidad de licuefacción. La susceptibilidad de licuefacción de un suelo puede ser evaluada usando criterios históricos, geológicos, basados en su composición o según su estado, estos criterios, descritos por Kramer y Stewart (2004), se presentan a continuación.

*Criterios históricos.* Se ha observado que la licuefacción ocurre frecuentemente en los mismos lugares cuando las condiciones del sitio se mantienen constantes, es por esto que la evidencia de la ocurrencia histórica de licuefacción, observada en forma de paleo-licuefacción, puede ser utilizada como prueba de susceptibilidad de licuefacción, en un determinado lugar.

*Criterios geológicos.* Las condiciones geológicas también pueden indicar susceptibilidad de licuefacción, por ejemplo los suelos de depósitos fluviales y eólicos, cuando se encuentran saturados, tienen una alta probabilidad de ser susceptibles de presentar licuefacción. También se ha observado licuefacción en depósitos de abanicos aluviales, playas y estuarios, pero no de manera tan evidente como en los casos anteriores. Otro criterio geológico es la edad del depósito, en general los depósitos de suelo jóvenes son más susceptibles de licuefacción que los depósitos más antiguos.

*Criterios basados en la composición del suelo.* La composición física de un suelo juega un importante papel en la determinación de su susceptibilidad de licuefacción. Las arenas uniformemente gradadas y limpias, compuestas principalmente de partículas redondeadas son intrínsecamente más susceptibles, mientras que los suelos bien gradados y los suelos con partículas angulares son menos susceptibles. La presencia de finos, particularmente finos plásticos ( $IP > 10$ ), tiende a disminuir la susceptibilidad de licuefacción.

*Criterios basados en el estado del suelo.* El potencial de licuefacción de un suelo también depende de su estado, como las tensiones efectivas a las que está sometido y su densidad in

situ, ya que la tendencia de un terreno a densificarse, bajo condiciones de carga cíclicas, depende de su densidad y de las tensiones efectivas. Los suelos sueltos son bastante más susceptible de licuefacción que los suelos densos y, para una densidad dada, los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas altas son más susceptible que los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas bajas.

#### **4.2.1.2 Suelos no cohesivos**

El fenómeno de licuefacción generalmente se asocia con suelos no cohesivos o granulares, como resultado de una carga sísmica de suficiente intensidad y duración. Ocurre más comúnmente en suelos sueltos, saturados, granulares, uniformemente gradados y con un bajo contenido de finos. Aunque las arenas son especialmente susceptibles, la licuefacción también se puede desarrollar en algunos limos y gravas.

Las dos condiciones necesarias para que ocurra la licuefacción son, la presencia de suelos de densidad suficientemente baja, los que tienden a experimentar reducción de volumen, y un estado de saturación completa o casi completa. Bajo estas condiciones, los terrenos no cohesivos tienden a densificarse cuándo están sometidos a esfuerzos de corte cíclico, pero el cambio de volumen es impedido debido al drenaje restringido. Como resultado, el exceso de presión de poros se acumula, las tensiones efectivas se reducen, y el suelo pierde resistencia convirtiéndose a un estado licuado. Como la capacidad de los suelos de soportar las cargas producidas por las fundaciones está directamente relacionada con su resistencia, la licuefacción plantea un peligro serio para las estructuras y debe ser evaluada en zonas de riesgo sísmico donde existan depósitos susceptibles (Brandes, 2003).

No todos los suelos granulares son propensos a presentar licuefacción. Como regla general, los depósitos de suelos no cohesivos con valores de resistencia a la penetración estándar corregida por profundidad  $(N_1)_{60} > 30$ , son considerados de densidad suficiente como para no presentar riesgo de licuarse (Brandes, 2003).

#### **4.2.1.2 Suelos con presencia de finos**

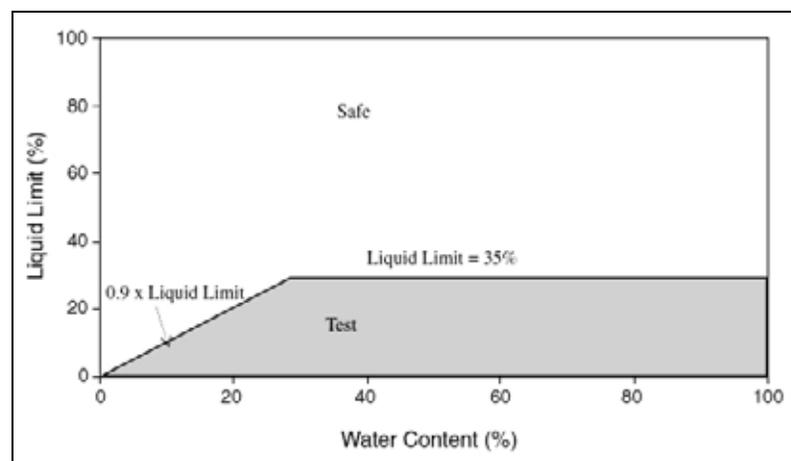
Históricamente, las arenas han sido consideradas como el único tipo de suelo susceptible de presentar licuefacción, pero la licuefacción también ha sido observada en otros tipos de suelos (Johansson, 2000).

Los suelos con presencia de finos también pueden exhibir un comportamiento similar a la licuefacción de arenas, cuando son sometidos a cargas sísmicas, el cual puede producir fallas que tienen muchas de las mismas características de las fallas por licuefacción. En 1979 Wang

propuso los siguientes cuatro criterios (los cuáles fueron posteriormente adoptados por Seed e Idriss), la satisfacción de todos estos criterios indica la susceptibilidad de presentar licuefacción (Kramer y Stewart, 2004):

1. Fracción de arcilla (finos menores de 0,005 mm)  $\leq 15\%$
2. Límite líquido,  $LL \leq 35\%$
3. Contenido de humedad natural,  $w \geq 0,9 LL$
4. Índice de liquidez,  $LI \leq 0,75$

Estos criterios han sido adaptados en la Norma China Modificada. El potencial de licuefacción para suelos finos puede ser evaluado tomando como referencia esta norma, la que se muestra en la figura 4.5. Según estos criterios, los suelos pueden licuarse si la fracción de arcilla es menor de 15 % (usando la definición china de tamaño de arcilla como partículas menores de 0,005 mm), el límite líquido es menor que 35 %, y el contenido de agua es mayor que 0,9 veces el límite líquido (Brandes, 2003).



**Figura 4.5** Norma China Modificada para la evaluación de licuefacción de suelos con presencia de finos (Brandes, 2003).

Estos criterios han sido tema de considerables debates entre los ingenieros geotécnicos y no representan un consenso en la práctica de la ingeniería, como señalan Kramer y Stewart (2004) y Brandes (2003).

Establecer medidas más precisas y fidedignas para identificar cuáles suelos finos son susceptibles de presentar licuefacción es un área de investigación en curso. Por ejemplo, Andrews y Martin en el año 2000, reevaluaron un gran número de historiales de licuefacción en el terreno y han propuesto una adaptación de la Norma China Modificada para su uso en Estados Unidos.

Estos autores recomendaron que los suelos con una fracción de arcilla (considerada como partículas menores de 0,002 mm) menor de 10 % y un límite líquido menor de 32 % sean considerados susceptibles de presentar licuefacción, y que los suelos con una fracción de arcilla mayor de 10 % y límite líquido mayor de 32 % sean considerados poco susceptibles de presentar este comportamiento. Estos criterios se resumen en la tabla 4.1.

	Límite líquido < 32	Límite líquido ≥ 32
Fracción de arcilla < 10%	Susceptible	Puede ser susceptible (requiere información adicional)
Fracción de arcilla ≥ 10 %	Puede ser susceptible (requiere información adicional)	No susceptible

**Tabla 4.1** Criterio Andrews – Martin para la evaluación de licuefacción de suelos con presencia de finos (Brandes, 2003).

Más recientemente, en investigaciones de fallas de suelos, en los terremotos de Turquía y Taiwán en 1999, se ha encontrado que el primer criterio (fracción de arcilla) fue ineficaz para distinguir entre los sitios donde hubo daños y los sitios donde no los hubo. Estos resultados sugieren que este criterio podría ser eliminado sin pérdida de capacidad predictiva (Kramer y Stewart, 2004).

#### 4.2.2 Factores de la licuefacción

De acuerdo a la Organización Panamericana de la Salud (OPS, 2003), existen siete factores importantes, que están relacionados con los criterios de susceptibilidad, para determinar la susceptibilidad de un suelo para licuarse, los cuales se detallan a continuación:

*Distribución del tamaño de los granos.* La arena uniformemente gradada, con granos pocos finos o muy gruesos (arena limpia) tiene mayor probabilidad de licuarse y es posible que se vuelva más densa. Las arenas limosas y gravas también son susceptibles a la licuefacción bajo cargas cíclicas muy severas.

*Profundidad de las aguas subterráneas.* Puede ocurrir licuefacción si existe agua subterránea en el punto de la columna del suelo donde se está produciendo la densificación. Mientras menor sea la profundidad, menor será el peso del recubrimiento del suelo y el potencial de que ocurra densificación. Por tanto, mientras menor sea el nivel de las aguas subterráneas, mayor será la probabilidad de que ocurra licuefacción.

*Densidad.* La licuefacción ocurre principalmente en suelos sueltos, saturados y no cohesivos. Ese suelo puede densificarse cuando está sujeto a una carga cíclica. La tendencia a densificarse reduce el volumen de suelo y agua e incrementa la presión de poros si los poros se

llenar de agua. Cuando la presión de poros se vuelve igual a la tensión media total, el suelo pierde su resistencia y se licua. Si el suelo es denso, habrá menos posibilidad de que se produzca la licuefacción.

*Peso del recubrimiento y profundidad del suelo.* Las tensiones entre partículas aumentan a medida que se incrementa la presión del recubrimiento. Mientras mayor sea la tensión entre las partículas, menor será la probabilidad de que ocurra la licuefacción. Por lo general, la licuefacción ocurre a profundidades menores 9 metros, y rara vez ocurre a profundidades mayores de 15 metros.

*Amplitud y duración de la vibración del terreno.* La capacidad del suelo para resistir una vibración provocada por un sismo sin causar fallas depende de la intensidad del movimiento del terreno, incluida tanto su amplitud como su duración. Los movimientos más fuertes tienen mayor probabilidad de causar fallas. La licuefacción de suelos bajo condiciones de tensión provocadas por un terremoto puede ocurrir ya sea cerca del epicentro durante terremotos pequeños o moderados, o a cierta distancia en caso de terremotos moderados a severos.

*Edad del depósito.* Los suelos débiles y no cohesivos por lo general son jóvenes. Con el tiempo, actúan dos factores para incrementar la resistencia de un suelo típico: la compactación (que cambia la relación de vacíos) y varios procesos químicos (que actúan para cementar los granos del suelo). Una regla general es que los depósitos anteriores al pleistoceno tardío (más de 500.000 años de antigüedad) tienen poca probabilidad de licuarse excepto si sufren una vibración bastante fuerte, mientras que los depósitos del holoceno tardío (menos de 3.000 años de antigüedad) tienen mayor probabilidad de licuarse.

*Origen del suelo.* El suelo depositado por procesos fluviales se sedimenta fácilmente y sus granos tienen poca probabilidad de compactarse. De manera similar, los rellenos artificiales no compactados, generalmente por debajo del nivel del agua, pueden tener deficiencias similares. Una práctica común de décadas pasadas era la colocación de los rellenos hidráulicamente. Todos ellos se licuarán con facilidad. Por otro lado, los sedimentos depositados glacialmente, particularmente aquellos sobre los cuales ha pasado un glaciar, generalmente ya son bastante densos y tienen menor probabilidad de licuarse.

### **4.3 Evaluación del potencial de licuefacción**

Si un depósito de suelos ha sido determinado como susceptible, entonces el segundo paso en el desarrollo de una evaluación de riesgo de licuefacción es considerar el potencial de un suelo para iniciar la licuefacción. Esto generalmente involucra la caracterización de la carga sísmica

a la que el suelo está sometido, y la caracterización de la resistencia a la licuefacción del suelo. Como estas caracterizaciones se hacen en términos comunes, se pueden comparar para determinar el potencial de licuefacción del suelo (Kramer y Stewart, 2004).

#### **4.3.1 Procedimiento simplificado**

Existen tres enfoques principales para evaluar el potencial de licuefacción de un suelo, el enfoque basado en las tensiones, el enfoque basado en las deformaciones y el enfoque basado en la energía. Históricamente, el enfoque basado en las tensiones ha sido el más utilizado para la evaluación del potencial de licuefacción, mientras que los métodos basados en la energía han sido propuestos más recientemente.

De acuerdo al enfoque basado en las tensiones, la carga impuesta al suelo por el terremoto y la resistencia del suelo a la licuefacción son caracterizadas en términos de tensiones de corte cíclicas. Este enfoque es útil por que las amplitudes de tensión cíclica pueden ser fácilmente obtenidas con exactitud y han sido verificadas, por observaciones en terreno, como un predictor conservador de licuefacción. Además representa el enfoque clásico para la evaluación del potencial de licuefacción, pues ha sido suficientemente probado y validado como una aproximación práctica y útil para la evaluación, y por consiguiente su uso se ha mantenido en el tiempo y se recomienda al menos en el futuro cercano (Kramer y Stewart, 2004).

Dentro de este enfoque, el método más ampliamente usado para evaluar licuefacción es el procedimiento simplificado propuesto por Seed e Idriss en el año 1971. Este procedimiento se basa principalmente en observaciones empíricas y en datos obtenidos en laboratorio y en terreno. Ha sido continuamente refinado como resultado de nuevos estudios y del mayor número de historiales de licuefacción disponibles en la actualidad.

Según Green (2001), el procedimiento simplificado es presentado en términos de demanda, capacidad y factor de seguridad, donde demanda es la carga impartida al suelo por el terremoto, capacidad es la demanda requerida para iniciar la licuefacción o resistencia del suelo a la licuefacción, y el factor de seguridad se define como la razón entre capacidad y demanda.

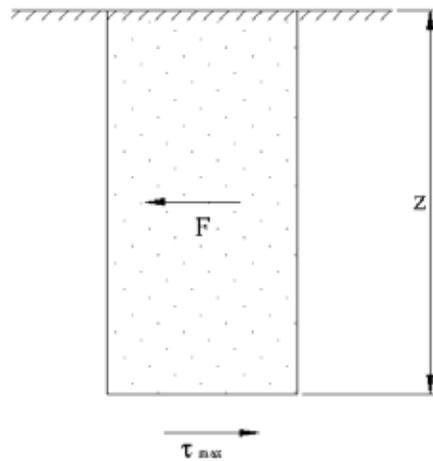
#### **4.3.2 Caracterización de carga cíclica**

El nivel de carga impuesto por un movimiento sísmico en un suelo, es una función del movimiento del terreno a que el suelo está sometido. Es importante reconocer que todo el

movimiento del terreno afecta el suelo, por lo tanto, la amplitud, la frecuencia y la duración del movimiento son parámetros que deben considerarse (Kramer y Stewart, 2004).

Para el propósito de evaluación de licuefacción usando el enfoque de tensión cíclica, la carga normalmente se caracteriza en términos de la relación de tensión cíclica (CSR, Cyclic Stress Ratio). El primer paso en el procedimiento simplificado es calcular la CSR, también llamada relación de tensión sísmica (SSR, Seismic Stress Ratio), cuando es causada por un terremoto.

De acuerdo a Day (2002), para desarrollar la ecuación CSR de un terremoto, se considera una columna de suelo por unidad de ancho y longitud, que se mueve como un cuerpo rígido en respuesta a la aceleración horizontal máxima ejercida por el terremoto. Estas condiciones se muestran en la figura 4.6.



**Figura 4.6** Condiciones asumidas para derivar la ecuación CSR del terremoto (Day, 2002).

De acuerdo a la ecuación general del movimiento, la fuerza sísmica horizontal sobre la columna de suelo es:

$$F = ma = \left(\frac{W}{g}\right)a = \left(\frac{\gamma_t z}{g}\right)a_{max} = \sigma_{v0} \left(\frac{a_{max}}{g}\right)$$

Donde:

$F$  = fuerza sísmica horizontal

$m$  = masa de la columna de suelo,  $m = W / g$

$W$  = peso de la columna de suelo, para las condiciones asumidas de ancho y longitud unitarias, entonces  $W = \gamma_t z$

$\gamma_t$  = peso unitario total del suelo

$z$  = profundidad de la columna de suelo desde la superficie

$a$  = aceleración, en este caso corresponde a la aceleración máxima horizontal causada por el terremoto

$a_{\max}$  = aceleración máxima horizontal, también llamada PGA (Peak Ground Acceleration)

$\sigma_{v0}$  = tensión vertical total en la base de la columna de suelo,  $\sigma_{v0} = \gamma_t z$

La aceleración máxima horizontal corresponde a la aceleración máxima de la superficie del terreno que debiera esperarse en ausencia de licuefacción (Kramer y Stewart, 2004). Como muestra la figura 4.6, la fuerza sísmica horizontal que actúa en la columna rígida de suelo es igual a la fuerza de corte máxima en la base de la columna. Como se asume que la base de la columna de suelo es unitaria, entonces la fuerza de corte máxima es igual a la tensión de corte máxima ( $\tau_{\max}$ ), y la ecuación se puede expresar como:

$$\tau_{\max} = F = \sigma_{v0} \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

Dividiendo ambos lados de la ecuación por la tensión vertical efectiva ( $\sigma'_{v0}$ ), entonces:

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} = \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

Como la columna de suelo no se comporta realmente como un cuerpo rígido durante un terremoto, pues el suelo es deformable, Seed e Idriss incorporaron un factor de reducción de profundidad ( $r_d$ ) al lado derecho de la ecuación:

$$\frac{\tau_{\max}}{\sigma'_{v0}} = r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right)$$

En el método simplificado de Seed, el registro normalmente irregular de un terremoto, se convierte en una función uniforme equivalente de tensión cíclica, la que se expresa como:

$$\tau_{cyc} = 0,65\tau_{\max}$$

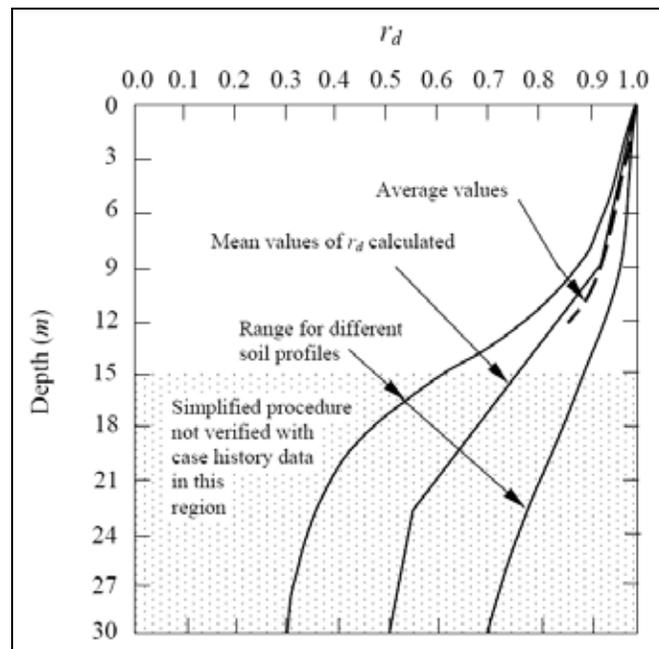
La tensión de corte cíclica equivalente generalmente se toma como igual al 65 % de la tensión de corte cíclica máxima, a este valor se llegó comparando los niveles de generación de presión de poros causados por las historias de tensiones de corte transitorias de los terremotos con los

niveles causados por las historias de tensiones de corte armónicas uniformes obtenidas en laboratorio (Kramer y Stewart, 2004).

Sustituyendo en la ecuación, se obtiene la relación de tensión cíclica (CSR) inducida por un terremoto, la que es una magnitud adimensional (Day, 2002):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0,65r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{max}}{g} \right)$$

El factor de reducción de profundidad, introducido para considerar la variación de la tensión de corte, que se atenúa con la profundidad, debido al comportamiento elástico del suelo, también es conocido como coeficiente de reducción de tensiones. En la figura 4.7 se presenta el rango de valores de este factor en función de la profundidad medida desde la superficie del terreno.



**Figura 4.7** Variación del factor de reducción en función de la profundidad (Green, 2001).

Según Youd et al. (1997), las siguientes ecuaciones pueden ser usadas para estimar los valores del factor de reducción por la profundidad, con el valor de  $z$  en metros:

$$\begin{aligned} r_d &= 1,000 - 0,00765z && \text{para } z \leq 9,15 \\ r_d &= 1,174 - 0,02670z && \text{para } 9,15 < z \leq 23 \\ r_d &= 0,744 - 0,00800z && \text{para } 23 < z \leq 30 \\ r_d &= 0,500 && \text{para } z > 30 \end{aligned}$$

Donde  $z$  es la misma profundidad que se utiliza para calcular las tensiones verticales totales y efectivas, las cuales se pueden obtener usando los principios básicos de la mecánica de suelos. Varios autores han acordado que, para facilitar los cálculos numéricos y otras aplicaciones computacionales, es conveniente contar con una ecuación que permita obtener fácilmente los valores del factor de reducción y sea consistente con los valores obtenidos en la práctica. La siguiente ecuación permite obtener esencialmente los mismos valores que con las cuatro ecuaciones anteriores, pero es más útil en programas u hojas de cálculo (Youd et al., 1997):

$$r_d = \frac{1 - 0,4113z^{0,5} + 0,04052z + 0,001753z^{1,5}}{1 - 0,4177z^{0,5} + 0,05729z - 0,006205z^{1,5} + 0,00121z^2}$$

Es importante señalar que, al usar estas ecuaciones, se obtienen solamente valores medios de un rango de valores posibles del factor de reducción, y que este rango de valores aumenta con la profundidad, lo que quiere decir que a mayor profundidad, la incertidumbre es mayor, si se usan los valores medios del factor de reducción para simplificar los cálculos. Además de esta incertidumbre en el factor de reducción, el procedimiento simplificado no se ha verificado para profundidades mayores a 15 metros, como se indica en la figura 4.7, por lo que se debe tener en cuenta esta dificultad al evaluar a profundidades mayores a la señalada.

### 4.3.3 Caracterización de resistencia cíclica

La resistencia a la licuefacción de un suelo, se expresa normalmente por medio de los mismos parámetros usados para caracterizar la carga del terremoto. En el enfoque de tensiones cíclicas, la resistencia a la licuefacción es expresada en términos de una proporción denominada relación de resistencia cíclica (CRR, Cyclic Resistance Ratio). La relación de resistencia cíclica está definida como la relación de tensión cíclica que corresponde al inicio de la licuefacción.

Los primeros intentos de determinación de la CRR se hicieron en ensayos cíclicos de laboratorio, para modelar las condiciones de carga sísmica. Sin embargo, las muestras de suelos granulares generalmente sufren importantes distorsiones con los métodos tradicionales de extracción, y utilizar técnicas más avanzadas de muestreo tiene un mayor costo, además del costo del ensayo en laboratorio (Youd et al., 1997). Es por esto que en la práctica, esta relación se determina generalmente por medio de correlaciones con ensayos in situ. Estas correlaciones se basan en historiales de sitios en los cuales las evidencias de licuefacción, principalmente en forma de volcanes de arena y fallas del terreno, fueron o no fueron observadas (Kramer y Stewart, 2004).

Varios ensayos de terreno se utilizan comúnmente en la evaluación de la resistencia a la licuefacción, entre los que se incluyen el ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración de cono (CPT), mediciones de la velocidad de onda de corte ( $V_s$ ) y el ensayo de penetración Becker (BPT). Se han realizado importantes avances en esta materia, de manera que los resultados obtenidos con estos ensayos sean consistentes, sin importar cual ensayo se haya utilizado. De este modo, la elección del ensayo solamente depende de la disponibilidad de equipos, de las condiciones del sitio y de los costos asociados (Youd et al., 1997). En la tabla 4.2 se indican las ventajas y desventajas de cada uno de estos ensayos.

Característica	Ensayo			
	SPT	CPT	Vs	BPT
Número de mediciones en casos de licuefacción	Abundante	Abundante	Limitado	Escaso
Tipo de comportamiento tensión-deformación inducido por el ensayo	Parcialmente drenado, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones	Pequeñas deformaciones	Parcialmente drenado, grandes deformaciones
Control de calidad y repetibilidad	Bueno	Muy Bueno	Bueno	Pobre
Detección de variabilidad en los depósitos de suelos	Bueno	Muy Bueno	Mala	Mala
Tipos de suelos en los cuales el ensayo se recomienda	No en gravas	No en gravas	Todos	Gravas
El ensayo permite obtener una muestra de suelo	Si	No	No	No
Propiedades medidas por el ensayo	Indices	Indices	Mediciones	Indices

**Tabla 4.2** Comparación de ventajas y desventajas de varios ensayos de terreno para evaluar el potencial de licuefacción (Youd et al., 1997).

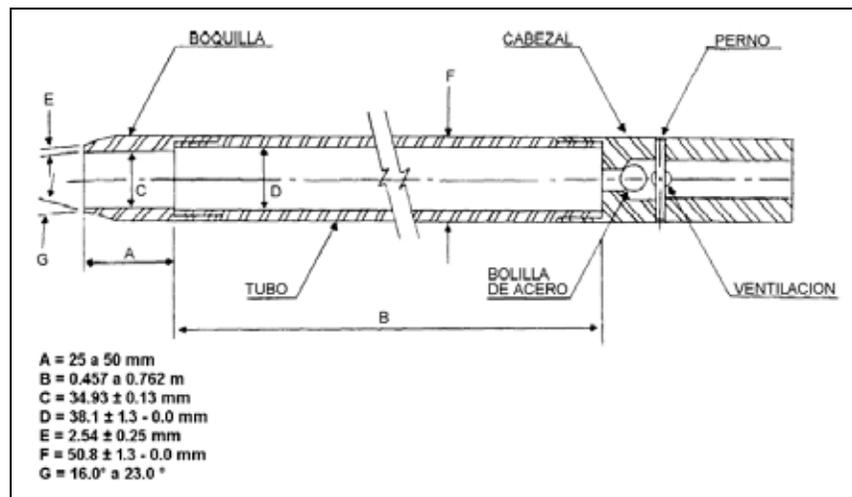
#### 4.3.4 Evaluación de la resistencia basada en el ensayo de penetración estándar

Los criterios para la evaluación de la relación de resistencia cíclica basados en el ensayo de penetración estándar (SPT), han demostrado ser confiables a lo largo de los años, y por lo tanto el uso de estos métodos representa el estado de la práctica en la evaluación de resistencia a la licuefacción. Como señalan Kramer y Stewart (2004), las principales ventajas del método de evaluación de la resistencia basado en el ensayo de penetración estándar, son su larga historia de uso y el hecho de que permite obtener una muestra de suelo, la cual puede ser usada para posteriores análisis, como clasificación.

##### 4.3.4.1 Descripción general del ensayo de penetración estándar

El ensayo de penetración estándar, probablemente el más común de los ensayos de terreno, mide la resistencia del suelo a la penetración dinámica de un muestreador de tubo partido de 50,8 mm (2 pulgadas) de diámetro, como el que se muestra en la figura 4.8, al ser hincado dentro del suelo en la base de una perforación revestida. Este muestreador, también llamado sacamuestras partido o cuchara normal, es un tubo de acero de paredes gruesas partido

longitudinalmente. El extremo inferior está unido a una zapata cortante y el superior a una válvula y cople de conexión a la barra de sondeo.



**Figura 4.8** Tubo sacamuestras de 2 pulgadas (López, 2003).

El tubo sacamuestras es introducido 450 mm (18 pulgadas) dentro del suelo por impactos del martinete de 63,5 kg (140 libras) de peso que cae libremente desde una altura de 760 mm (30 pulgadas). El número de golpes por cada 150 mm (6 pulgadas) es registrado (Troncoso, 1992). El número de golpes necesarios para hincar los últimos 300 mm, es decir para introducir el segundo y tercer tramo de 150 mm de penetración se cuenta y este valor se denomina resistencia a la penetración estándar, que se designa con la letra  $N$ . El procedimiento completo de este ensayo se encuentra en la norma ASTM D-1586 (Berry y Reid, 1993).

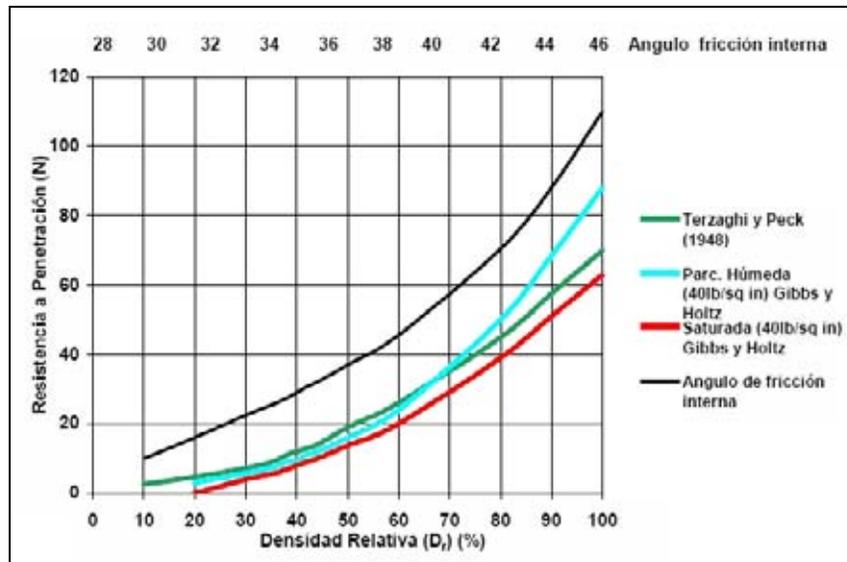
Después de contar los golpes y de registrarlos, la cuchara es sacada de la perforación y la muestra obtenida es colocada en un frasco o bolsa impermeable cerrada, para efectuar un examen visual y ensayos de clasificación y humedad en el laboratorio (Troncoso, 1992).

El valor  $N$  se ha correlacionado con propiedades de los suelos granulares, como la densidad relativa (Tabla 4.3) o el ángulo de fricción del suelo. El ensayo de penetración estándar se desarrolló inicialmente para determinar la resistencia de suelos no cohesivos y la mayoría de las correlaciones que existen en la literatura son útiles solamente para gravas y arenas. Las correlaciones con los suelos finos existen pero no son tan fiables (Rodríguez, 2005).

Compacidad	Densidad relativa	N(SPT)
Muy suelto	< 0,15	< 4
Suelto	0,15 - 0,35	4 - 10
Medianamente denso	0,35 - 0,65	10 - 30
Denso	0,65 - 0,85	30 - 50
Muy Denso	0,85 - 1,00	> 50

**Tabla 4.3** Correlaciones para suelos no cohesivos entre la densidad relativa y la resistencia a la penetración estándar (Hunt, 2005).

En general, cuanto más densa es la arena, mayores serán los valores de la resistencia a la penetración estándar y del ángulo de fricción interna ( $\phi'$ ). La figura 4.9 muestra algunas correlaciones entre la densidad relativa,  $N$  y  $\phi'$ .



**Figura 4.9** Relación general entre la resistencia a la penetración, la densidad relativa y el ángulo de fricción interna en arenas (López, 2003).

#### 4.3.4.2 Correcciones para el SPT

Además de las características del suelo, otros factores afectan los resultados del SPT. Según Hunt (2005), las presiones efectivas de sobrecarga causan un incremento ficticio en los valores de resistencia a la penetración estándar con el incremento en la profundidad, lo que ha sido estudiado por varios investigadores, éstos han propuesto un factor de corrección  $C_N$  para corregir el valor de  $N$  con la profundidad, el cual puede obtenerse de las siguientes fórmulas:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \quad \text{Liao y Whitman, 1986}$$

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_{v0}}{P_a}} \quad \text{Kayen et al., 1992}$$

Donde  $P_a$  es igual a la presión atmosférica en las mismas unidades que la presión efectiva de confinamiento ( $\sigma'_{v0}$ ). Los valores de  $C_N$  no deben ser mayores de 2 para depósitos muy superficiales. El valor de resistencia a la penetración estándar corregido se designa como  $N_1$  y se obtiene de:

$$N_1 = N_m C_N$$

Donde  $N_m$  es la resistencia a la penetración medida en terreno. Uno de los factores más importante es la energía entregada por el tubo sacamuestras. La relación de energía (ER) generalmente aceptada es de 60 % como valor de referencia. La siguiente expresión corrige el valor  $N$  para ese porcentaje de la relación de energía:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N \frac{E_m / E_f}{0,6}$$

Donde:

$(N_1)_{60}$  = resistencia corregida

$E_m$  = energía del martillo

$E_f$  = energía teórica del martillo en caída libre

$E_m / E_f$  = relación de energía (ER)

La relación de energía usualmente varía en diferentes países, en la tabla 4.4 se indican los valores de ER en el ensayo de penetración estándar para varios países.

País	Relación de energía
Argentina	0,45
China	0,50
Colombia	0,50
Japón	0,66
EEUU	0,60
Venezuela	0,43

**Tabla 4.4** Relación de energía para varios países (OPS, 1997).

La ER entregada por un ensayo SPT en particular, depende principalmente del tipo de martillo y yunque en el sistema de perforación, y del método de liberación del martillo. Los factores de corrección aproximados ( $C_E = ER/0,6$ ), para modificar los resultados del SPT a un 60 % de energía, para varios tipos de martillos y yunques son presentados en la tabla 4.5.

Debido a las variaciones en los equipos y en los procedimientos utilizados, se ha establecido un amplio rango de valores en el factor de corrección de energía ( $C_E$ ), como se observa en la tabla. Incluso cuando los procedimientos han sido cuidadosamente monitoreados conforme a

las normas establecidas, como la ASTM D-1586, pueden existir considerables variaciones en el factor  $C_E$  a causa de variaciones menores en los equipos y procedimientos. Aun usando un mismo perforador, las variaciones en la relación de energía, entre los golpes con un martillo o entre las pruebas típicas, pueden llegar al 10 %. De esta manera, la práctica recomendada es medir la relación de energía en cada sitio donde el SPT es utilizado. Donde las mediciones no pueden ser hechas, se requiere de una cuidadosa observación y tener en cuenta el equipo y el procedimiento utilizado, para poder estimar el valor de  $C_E$  para el cálculo de resistencia a la licuefacción. El uso de equipos de buena calidad y el control de los procedimientos conforme a la norma ASTM D-1586, generalmente producirán relaciones de energía más coherentes y valores de  $C_E$  cercanos a los valores superiores de los rangos dados en la tabla 4.5 (Youd et al., 1997).

Factor	Variable	Símbolo	Corrección
Presión de sobrecarga		$C_N$	$(P_d/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $C_N \leq 2$
Relación de energía	Martillo cilíndrico	$C_E$	0,5 - 1,0
	Martillo de seguridad		0,7 - 1,2
	Martillo automático cilíndrico		0,8 - 1,3
Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	$C_B$	1,00
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
Longitud de varilla	3 - 4 m	$C_R$	0,75
	4 - 6 m		0,85
	6 - 10 m		0,95
	10 - 30 m		1,00
	> 30 m		< 1,00
Tipo de muestreador	Cuchara estándar	$C_S$	1,0
	Cuchara sin liners		1,1 - 1,3

**Tabla 4.5** Factores de corrección para los valores de N medidos en el SPT (Youd et al., 1997).

Otros factores de corrección adicionales son necesarios para largos de barra menores de 10 metros y mayores de 30 metros, diámetros de perforación fuera del intervalo recomendado (65 mm a 125 mm) y tubos sacamuestras sin liners. Los rangos de valores de corrección para cada una de estas variables están en la tabla 4.5. Una documentación adecuada del equipo y de los procedimientos, incluyendo la medición de ER, es requerida para seleccionar los valores más apropiados de estos factores de corrección. Aun así, siempre queda alguna incertidumbre con respecto a los valores que realmente deberían ser aplicados para cada ensayo en el terreno.

El valor N del SPT corregido para cada una de las variables anteriores está dado por la siguiente ecuación:

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

Donde  $N_m$  es el valor medido de la resistencia a la penetración estándar. Los rangos de valores de los otros factores se encuentran en la tabla 4.5. La selección de factores apropiados dentro de estos rangos requiere de información específica de cada equipo y procedimiento utilizado, además de criterio de ingeniería. El ingeniero debería familiarizarse con los detalles del procedimiento del SPT para evitar o minimizar los errores asociados con el ensayo y para ganar experiencia en la selección de los factores de corrección apropiados (Youd et al., 1997).

#### 4.3.4.3 Curva base para arenas limpias

En el desarrollo del procedimiento simplificado, Seed e Idriss compilaron una gran base de datos de sitios donde los efectos de la licuefacción fueron observados o no, durante terremotos con magnitudes cercanas a 7,5. Con los datos obtenidos por estos autores y otros se determinaron las curvas CRR, que separan las áreas donde los datos indican licuefacción (símbolos llenos) de las áreas donde los datos no la indican (símbolos vacíos), como se observa en la figura 4.10. Donde existe una mezcla de datos, la curva se ubica en forma conservadora, además se han obtenido curvas CRR para suelos con distintos contenidos de finos. La figura 4.10 grafica los valores de la relación de tensión cíclica (CSR) en función de los valores corregidos del ensayo de penetración estándar  $(N_1)_{60}$ .

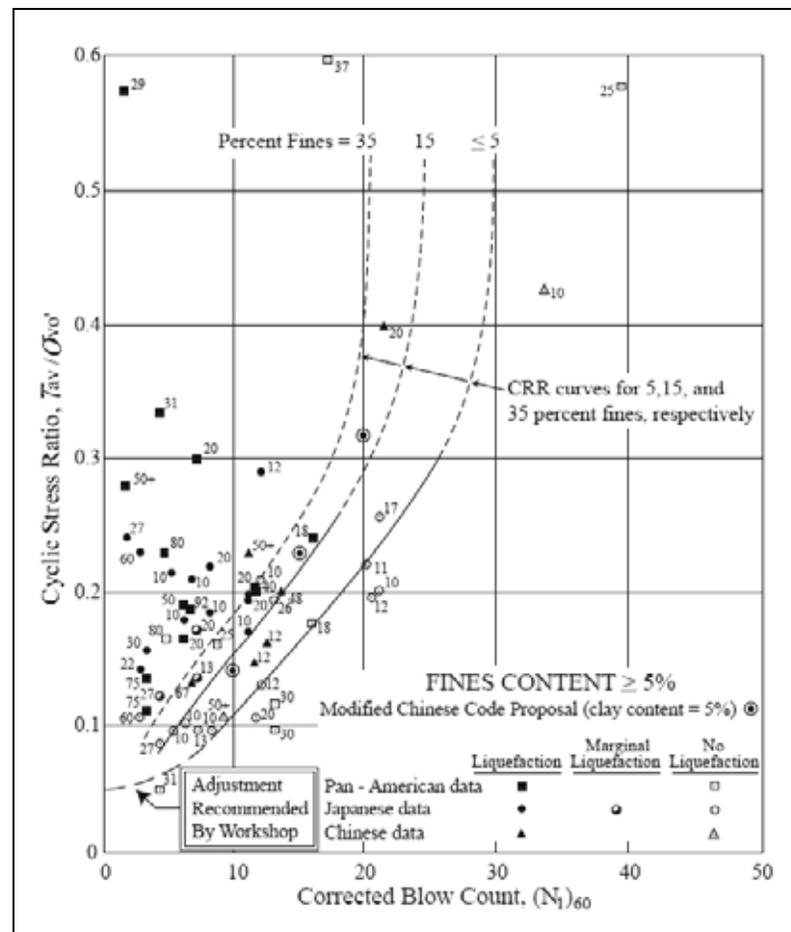


Figura 4.10 Curvas para calcular la relación CRR a partir del SPT (Youd et al., 1997).

La curva CRR para un contenido de finos menor de 5 % es el criterio básico de los ensayos de penetración en el procedimiento simplificado y se denomina curva base simplificada, que también se conoce como curva base para arenas limpias. Como señala Youd et al. (1997), Thomas Blake desarrolló una ecuación aproximada de esta curva, la cual se expresa como:

$$CRR_{7,5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

Donde  $CRR_{7,5}$  es la relación de resistencia cíclica para terremotos de magnitud 7,5 y los otros términos están dados por:

$$\begin{aligned} x &= (N_1)_{60} & a &= 0,048 & b &= -0,1248 \\ c &= -0,004721 & d &= 0,009578 & e &= 0,0006136 \\ f &= -0,0003285 & g &= -1,673 \times 10^{-5} & h &= 3,714 \times 10^{-6} \end{aligned}$$

Esta ecuación es válida para valores de  $(N_1)_{60}$  menores de 30 y puede ser usada en hojas de cálculo y en programación para aproximar la curva base simplificada. Robertson y Wride indicaron que esta ecuación no es aplicable para valores de  $(N_1)_{60}$  menores de 3, pues el consenso general entre los investigadores es que la curva CRR debe ser extendida para interceptar el eje vertical en un valor cercano a 0,05, como se observa en la figura 4.10.

De acuerdo a Kramer y Stewart (2004), otra aproximación más simple de la curva CRR para arenas limpias fue desarrollada por Youd en el año 2001, esta ecuación es la siguiente:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13,5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Donde  $(N_1)_{60}$  puede tomar un valor límite de 30, para arenas limosas se puede obtener una resistencia a la penetración corregida o equivalente, la que permite usar la ecuación para arenas limpias, esta corrección se detalla a continuación.

#### 4.3.4.4 Corrección por contenido de finos

Otro punto a tener en cuenta es que la curva base debe ser corregida para suelos que no cumplan con la condición de un contenido de finos menor al 5 %. Un cambio con respecto al procedimiento original propuesto por Seed e Idriss, es el desarrollo de una corrección por contenido de finos que pueda usarse en programación. En el método original, estos autores

encontraron que para un valor de  $(N_1)_{60}$  dado, el valor de la curva CRR aumentaba con el incremento en el contenido de finos, y basados en datos empíricos, desarrollaron las curvas CRR para varios contenidos de finos, como muestra la figura 4.10.

Actualmente, los investigadores coinciden en que la corrección por contenido de finos debería ser una función de la resistencia a la penetración, así como también del contenido de finos. Además, se ha encontrado que otras características, como la plasticidad del suelo, pueden afectar la resistencia a la licuefacción, por lo tanto, cualquier correlación basada solamente en la resistencia a la penetración y el contenido de finos debe ser usada con criterio de ingeniería y prudencia (Youd et al., 1997).

La siguiente ecuación se recomienda para la corrección del valor de la resistencia a la penetración estándar, en arenas limosas y otros suelos con presencia de finos, para obtener una resistencia a la penetración equivalente a la de arenas limpias:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son coeficientes determinados en las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && \text{para } FC \leq 5\% \\ \alpha &= \exp\left[1,76 - \left(\frac{190}{FC^2}\right)\right] && \text{para } 5\% < FC < 35\% \\ \alpha &= 5,0 && \text{para } FC \geq 35\% \\ \\ \beta &= 1,0 && \text{para } FC \leq 5\% \\ \beta &= 0,99 + \left(\frac{FC^{1,5}}{1000}\right) && \text{para } 5\% < FC < 35\% \\ \beta &= 1,2 && \text{para } FC \geq 35\% \end{aligned}$$

Donde  $FC$  es el contenido de finos medido en el laboratorio con las muestras tomadas con el ensayo de penetración estándar. Estas ecuaciones se utilizan para cálculos de resistencia a la licuefacción en forma generalizada. Se ha comprobado que el cálculo de las curvas CRR en función del valor de  $(N_1)_{60}$  y del contenido de finos, para terremotos de magnitud 7,5 entrega curvas esencialmente idénticas a las graficadas en la figura 4.10 (Youd et al., 1997).

Varios autores han sugerido que la resistencia a la licuefacción aumenta al aumentar la plasticidad del suelo. Actualmente no existe un acuerdo que permita establecer una corrección

por plasticidad, ya que hay muy pocos datos empíricos con los cuales se podría desarrollar tal corrección, sin embargo, algunos autores han aumentado la CRR en aproximadamente un 10 % para suelos con finos y con un índice de plasticidad superior al 15 %. Aunque este incremento no es completamente aceptado, los investigadores están de acuerdo en que la influencia de la plasticidad en la resistencia de los suelos a la licuefacción debe ser estudiada en investigaciones posteriores.

Como señala Youd et al. (1997), los investigadores Robertson y Wride revisaron los datos del contenido de finos y encontraron que la resistencia a la penetración estándar puede ser corregida usando un factor ( $K_s$ ), el cual es función del contenido de finos, según la siguiente fórmula:

$$(N_1)_{60CS} = K_s (N_1)_{60}$$

Donde:

$$K_s = 1 + \left[ \frac{0,75}{30} (FC - 5) \right]$$

Esta recomendación es para suelos con finos no plásticos ( $IP \leq 5$ ). Para suelos con finos plásticos, el factor de corrección ( $K_s$ ), debería ser mucho más grande, pero los datos empíricos disponibles son insuficientes para definir una corrección por plasticidad. Para contenidos de finos menores de 15 %, esta corrección no produce curvas CRR muy diferentes de las curvas planteadas por Seed, sin embargo, para contenidos de finos mayores de 15 %, las curvas CRR de Robertson y Wride son significativamente menos conservadoras y se grafican a la izquierda de las curvas de Seed. Aunque existen algunos datos empíricos que permiten controlar la posición de las curvas para contenidos de finos mayores de 15 % y valores  $(N_1)_{60}$  mayores de 10, el consenso general es que las curvas CRR no deberían ser cambiadas hacia posiciones menos conservadoras, como propusieron Robertson y Wride, sin información adicional (Youd et al., 1997).

En el procedimiento simplificado de Seed e Idriss se introdujo el uso de factores de escala de magnitud, para corregir la relación CRR para magnitudes diferentes de 7,5. Estos factores se verán en detalle a continuación.

### 4.3.5 Factores de escala de magnitud

Para ajustar la curva base simplificada para magnitudes diferentes de 7,5, Seed e Idriss introdujeron factores de corrección, los que fueron llamados factores de escala de magnitud (MSF, Magnitud Scaling Factor). Estos factores se utilizan para corregir las curvas CRR, en el gráfico CSR en función de  $(N_1)_{60}$ . Por el contrario, también se usan los factores de peso de magnitud, que son el inverso de los MSF, que pueden ser aplicados para corregir la relación CSR por magnitud. Por lo tanto, corregir la CRR con los factores de escala o corregir la CSR con los factores de peso, conduce a los mismos resultados finales. (Youd et al., 1997).

Como en el artículo original de Seed e Idriss se utilizaron los factores de escala para corregir la magnitud, en adelante se seguirá usando este criterio. Para ilustrar la influencia del factor de escala en la evaluación del potencial de licuefacción, se presenta la siguiente ecuación:

$$CRR_{corr} = CRR_{7,5} \times MSF$$

Donde  $CRR_{7,5}$  es la relación de resistencia cíclica determinada para un terremoto de magnitud 7,5 de la figura 4.10 o de las ecuaciones equivalentes. También se puede usar el factor de escala para definir la relación de carga cíclica (Green, 2001):

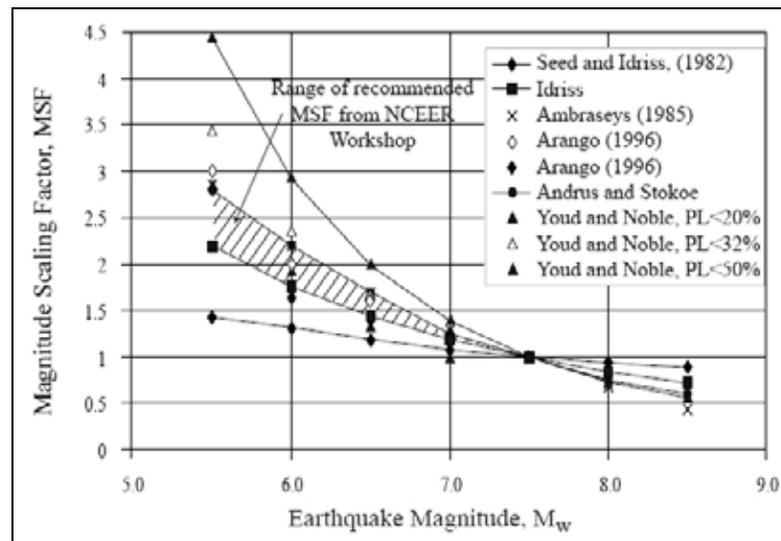
$$CSR_{corr} = \frac{CSR_{7,5}}{MSF}$$

Los factores de escala de magnitud sirven para cuantificar la carga sísmica, o la resistencia del suelo a la licuefacción, considerando otros parámetros sísmicos, como el contenido de frecuencias y los efectos de la duración del terremoto (Kramer y Stewart, 2004).

Los factores de escala han sido estudiados por varios autores, los que son resumidos por Youd et al. (1997) en la tabla 4.6 y en la figura 4.11.

Magnitud	Seed e Idriss (1982)	Idriss	Ambraseys (1988)	Arango (1996)		Andrus y Stokoe	Youd y Noble		
							PL<20%	PL<32%	PL<50%
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
5,5	1,43	2,20	2,86	3,00	2,20	2,80	2,86	3,42	4,44
6,0	1,32	1,76	2,20	2,00	1,65	2,10	1,93	2,35	2,92
6,5	1,19	1,44	1,69	1,60	1,40	1,60	1,34	1,66	1,99
7,0	1,08	1,19	1,30	1,25	1,10	1,25	1,00	1,20	1,39
7,5	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00			1,00
8,0	0,94	0,84	0,67	0,75	0,85	0,80			0,73
8,5	0,89	0,72	0,44			0,65			0,56

**Tabla 4.6** Valores de los factores de escala definidos por varios investigadores (Youd et al., 1997).



**Figura 4.11** Gráfico de los factores de escala definidos por varios investigadores (Youd et al., 1997).

Los investigadores encontraron que los factores originales de Seed e Idriss (columna 2, tabla 4.6) son demasiado conservadores para magnitudes menores de 7,5. En lugar de recomendar un solo grupo de factores, se ha sugerido un rango de factores de escala (achurado en el gráfico), que permita a los ingenieros escoger un valor dentro de ese rango de acuerdo a la seguridad requerida para una aplicación dada. Para magnitudes menores de 7,5, los valores inferiores del rango corresponden a los valores de Idriss (columna 3, tabla 4.6) y los valores superiores del rango son los valores propuestos por Andrus y Stokoe (columna 7, tabla 4.6). Para magnitudes superiores a 7,5, los valores recomendados por Idriss (columna 3, tabla 4.6) deberían ser utilizados en la práctica de la ingeniería. Estos valores son más pequeños que los valores originales de Seed e Idriss (columna 2, tabla 4.6) y la razón de esta recomendación es que los valores originales no son suficientemente conservadores para magnitudes mayores de 7,5 (Youd et al., 1997). Finalmente, el rango recomendado de valores de factores de escala se indica en la tabla 4.7.

Magnitud	MSF
5,5	2,20–2,80
6,0	1,76–2,10
6,5	1,44–1,60
7,0	1,19–1,25
7,5	1,00
8,0	0,84
8,5	0,72

**Tabla 4.7** Rango recomendado de valores de factores de escala

Para aplicaciones computacionales, se pueden utilizar los valores promedio dentro del rango recomendado. Estos valores pueden ser obtenidos para cualquier magnitud usando las siguientes ecuaciones:

$$MSF = \frac{MSF_{Andrus-Stokoe} + MSF_{Idriss}}{2} \quad \text{para } M \leq 7,5$$

$$MSF = MSF_{Idriss} \quad \text{para } M > 7,5$$

Donde:

$$MSF_{Andrus-Stokoe} = \left( \frac{7,5}{M} \right)^{3,3}$$

$$MSF_{Idriss} = \frac{10^{2,24}}{M^{2,56}}$$

Otra aproximación, señalada por Kramer y Stewart (2004) es aplicar directamente la siguiente fórmula:

$$MSF = \left( \frac{7,5}{M} \right)^n$$

Donde  $n$  es igual a 2,93 para magnitudes menores o iguales a 7,5 y es igual a 2,56 para magnitudes mayores de 7,5.

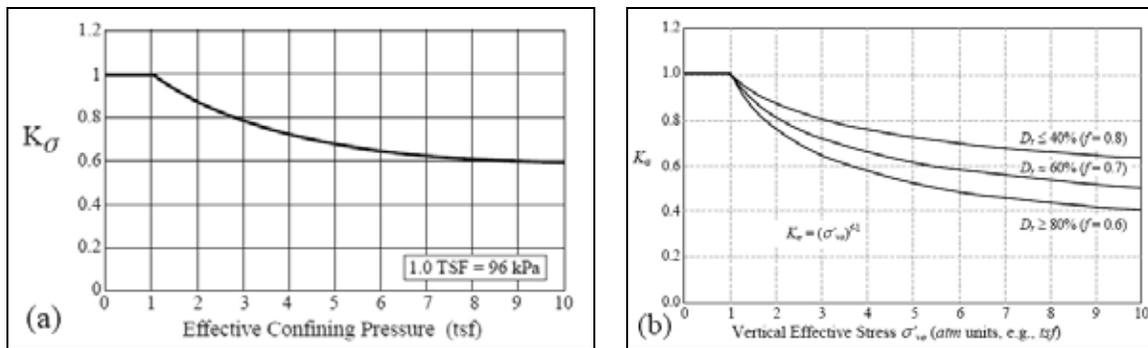
#### 4.3.6 Otras correcciones

Los factores de corrección  $K_\sigma$  y  $K_\alpha$  fueron desarrollados por Seed para ajustar la relación de resistencia cíclica a presiones de sobrecarga y tensiones de corte más grandes que las existentes en el desarrollo del procedimiento simplificado. Como se ha visto anteriormente, el procedimiento simplificado solo es válido en sitios poco inclinados (bajas tensiones de corte) y a profundidades menores de 15 metros (bajas presiones de sobrecarga). El factor de corrección  $K_\sigma$  extiende las relaciones cíclicas para altas presiones de sobrecarga, mientras que el factor  $K_\alpha$  extiende el procedimiento simplificado para condiciones de terreno en pendiente. Como existen muy pocos historiales disponibles para definir estos factores, se han usado los resultados de los ensayos de laboratorio, para desarrollar correcciones que sirvan en la práctica de la ingeniería (Youd et al., 1997).

##### 4.3.6.1 Factor de corrección por alta presión de sobrecarga

Los ensayos triaxiales cíclicos, con presión de confinamiento isotrópica, muestran que mientras la resistencia a la licuefacción de un suelo aumenta al aumentar la presión de

confinamiento, la resistencia, como medida de la relación de tensión cíclica, es una función no lineal que decrece cuando aumenta la tensión normal o presión de confinamiento. Para considerar este efecto, se ha incorporado el factor de corrección  $K_\sigma$  para presiones de sobrecarga mayores de 100 kPa. Este factor permite corregir los resultados del procedimiento simplificado para presiones de sobrecarga mayores que las existentes en la base de datos de la cual este procedimiento se deriva. Los factores de corrección para mayores presiones de sobrecarga pueden obtenerse de las curvas mostradas en la figura 4.12.



**Figura 4.12** Valores de  $K_\sigma$  recomendados, (a) para arenas limpias, arenas limosas y gravas (Youd et al., 1997), (b) de acuerdo a la densidad relativa del suelo (Green, 2001).

Los análisis realizados por varios autores indican que menores valores de la densidad relativa producen mayores valores de  $K_\sigma$ , como se observa en la figura 4.12 (b). Sin embargo, el consenso general entre los investigadores es tomar los valores representados en la figura 4.10 (a), como los valores mínimos para la práctica de la ingeniería en arenas limpias, arenas limosas y gravas. Esta curva se puede aproximar con la siguiente fórmula:

$$K_\sigma = (\sigma'_{v0})^{-0.25}$$

#### 4.3.6.2 Factor de corrección por pendiente del terreno

La pendiente del terreno induce tensiones de corte estáticas en el interior de una masa de suelo aunque no sea afectada por un terremoto. La magnitud relativa de tensión de corte estática ( $\tau_{st}$ ), en el plano horizontal, puede ser evaluada normalizándola con respecto a la tensión vertical efectiva ( $\sigma'_{v0}$ ). El resultado es la obtención de un parámetro llamado relación alfa, el cual se define como:

$$\alpha = \frac{\tau_{st}}{\sigma'_{v0}}$$

Para condiciones de terreno horizontal, este parámetro es igual a cero. Recientes investigaciones han sugerido que la presencia de tensiones de corte estáticas aumenta la

resistencia cíclica de un suelo, porque se requiere de tensiones de corte cíclicas más altas para causar un cambio de sentido en la tensión. Esta conclusión es verdadera para suelos densos bajo presiones de confinamiento relativamente bajas. Sin embargo, los suelos sueltos y los suelos sometidos a altas presiones de confinamiento, tienen una resistencia a la licuefacción inferior bajo la influencia de tensiones de corte estáticas.

Para incorporar el efecto de las tensiones de corte estáticas en la resistencia a la licuefacción de los suelos, Seed recomendó el uso de un factor de corrección  $K_\alpha$ , el cual se usa para corregir los resultados obtenidos del procedimiento simplificado en el caso de un terreno en pendiente sometido a tensiones de corte estáticas. Aunque existen publicaciones que relacionan los valores de  $K_\alpha$  con la relación alfa (Figura 4.13), actualmente no existe un consenso con respecto a los valores de este parámetro, por lo que es un tema que requiere de mayor investigación y verificación de los datos en terreno. Por esta razón, los investigadores han acordado que, en la evaluación de resistencia a la licuefacción en terrenos con pendientes mayores de 6 % no puede aplicarse el procedimiento simplificado (Youd et al., 1997).

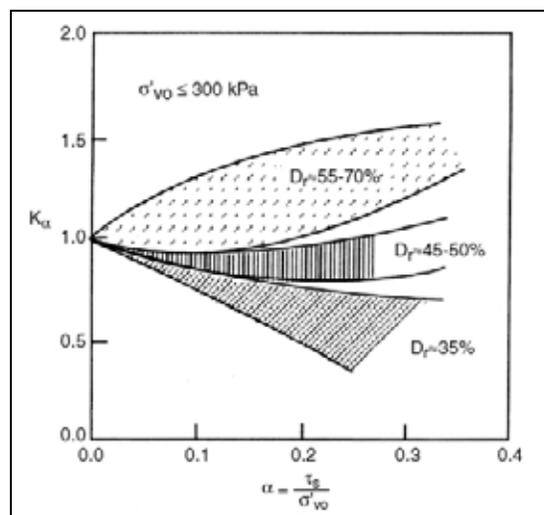


Figura 4.13 Efecto de la tensión de corte estática (Brandes, 2003).

En consecuencia, para el propósito de esta tesis, se consideran solo casos en condiciones de terreno horizontal y por lo tanto el valor de  $K_\alpha$  es igual a 1.

#### 4.3.6.3 Influencia de la edad del depósito

Varios investigadores han demostrado que la resistencia a la licuefacción se incrementa con la edad del suelo. Los sedimentos depositados dentro de los pasados 100 años son mucho más susceptibles que los sedimentos del holoceno. Los sedimentos del pleistoceno son aun más resistentes, mientras que los sedimentos del pre-pleistoceno no son susceptibles de presentar licuefacción. Aunque estos incrementos cualitativos de la resistencia a la licuefacción con la

edad están bien documentados, los datos cuantitativos son insuficientes para definir factores de corrección por edad del depósito.

De acuerdo a Youd et al. (1997), la edad del suelo, y por lo tanto la resistencia a la licuefacción, generalmente se incrementa con la profundidad. En los suelos naturales, este incremento puede contrarrestar total o parcialmente la influencia del factor  $K_\sigma$ , que genera una disminución de la resistencia con la profundidad. A falta de datos cuantitativos, el criterio de ingeniería es necesario en la evaluación de sedimentos de más de 100 años de antigüedad. En casos donde los sedimentos han sido datados en más de 1000 años de antigüedad, los ingenieros han ignorado el factor  $K_\sigma$  en compensación del incremento no cuantificable, pero conocido de la resistencia con la edad. Para las estructuras de suelos hechas por el hombre, como presas o terraplenes, los efectos de la edad son mínimos, y deberían ser ignorados en el cálculo de la resistencia a la licuefacción.

### **4.3.7 Factores sísmicos**

La aplicación del procedimiento simplificado para evaluar la resistencia a la licuefacción requiere la estimación de dos factores sísmicos, la magnitud del terremoto y la aceleración máxima del terreno. En el procedimiento simplificado, estos factores caracterizan la duración y la intensidad del movimiento, respectivamente.

#### **4.3.7.1 Magnitud del terremoto**

La magnitud que se debe utilizar en el análisis de resistencia a la licuefacción es la magnitud de momento sísmico ( $M_w$ ). Cuando no se dispone de esta magnitud, se puede correlacionar con las otras magnitudes vistas en el capítulo II, según las curvas mostradas en la figura 4.14.

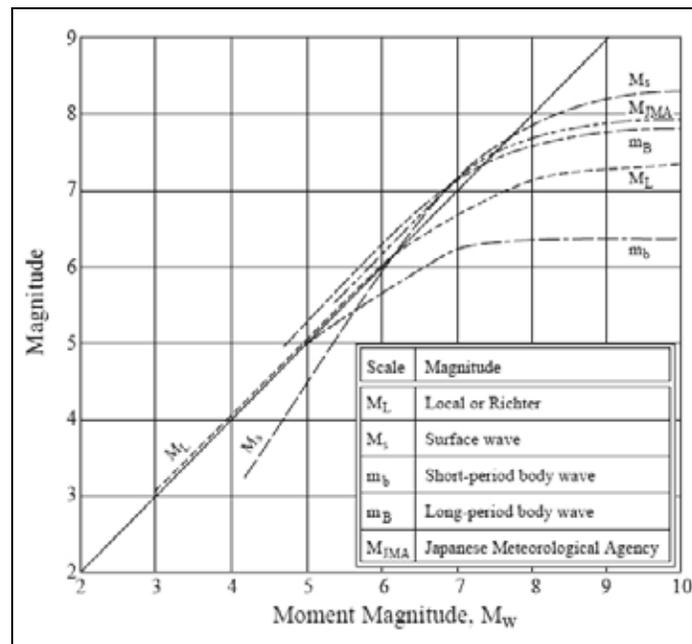


Figura 4.14 Relación entre la magnitud de momento y otras escalas (Youd et al., 1997).

#### 4.3.7.2 Aceleración máxima del terreno

En el procedimiento simplificado, la aceleración máxima del terreno se utiliza para caracterizar la intensidad del movimiento. El método más usado para estimar la aceleración máxima en un sitio determinado es la aplicación de correlaciones empíricas de atenuación de la aceleración máxima, como función de la magnitud del terremoto, distancia al epicentro y las condiciones locales del sitio. También puede ser estimada utilizando programas para análisis de respuesta del suelo, como SHAKE o EERA, en los cuales se puede ingresar el acelerograma de un terremoto. El estudio detallado de la determinación de la aceleración máxima del terreno es un extenso tema de investigación y excede los propósitos de esta tesis, por lo que en la evaluación del potencial de licuefacción, se considera como un valor dado.

#### 4.3.8 Determinación del potencial de licuefacción

Normalmente, el potencial de licuefacción se presenta en términos de un factor de seguridad. El cálculo de este factor de seguridad es el paso final en una evaluación de riesgo de licuefacción. Si la relación de tensión cíclica (CSR) es mayor que la relación de resistencia cíclica (CRR), la licuefacción se iniciará durante el terremoto, por el contrario, si la CSR es menor que la CRR, entonces la licuefacción no se inicia. Como señala Green (2001), el factor de seguridad se define como la razón entre capacidad y demanda:

$$FS = \frac{\text{Capacidad}}{\text{Demanda}}$$

O en términos de relaciones cíclicas (Day, 2002):

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Sustituyendo los valores corregidos de estas relaciones, el factor de seguridad se puede determinar de la siguiente ecuación (Green, 2001):

$$FS = \frac{CRR \times K_{\sigma} \times K_{\alpha} \times MSF}{CSR}$$

La licuefacción se inicia si el factor de seguridad es menor que 1. A mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia del suelo a la licuefacción. Sin embargo, un suelo con un factor de seguridad ligeramente superior a 1, podría licuarse durante un terremoto. En general, se considera seguro un valor del factor de seguridad mayor que 1,3.

Además, según Kramer y Stewart (2004), es importante notar que este factor de seguridad no diferencia entre licuefacción de flujo y movilidad cíclica, y tampoco aporta información sobre el comportamiento del suelo después de la licuefacción. Como este procedimiento está basado en los datos históricos donde se han producido los efectos de la licuefacción, como fallas de flujo, volcanes de arena o deslizamientos, provee de una indicación de la probabilidad de que estos efectos ocurran en el sitio de interés. Los métodos probabilísticos para la evaluación del riesgo de licuefacción, cuantifican el potencial de inicio de licuefacción con una probabilidad de licuefacción ( $P_L$ ), en lugar de un factor de seguridad.

#### **4.4 Efectos de la licuefacción**

Las consecuencias de la falla de un suelo por licuefacción son catastróficas. Según Troncoso (1992) estas consecuencias pueden ser, hundimientos, volcamientos, desplomes, asentamientos diferenciales, colapso de puentes y flotación de estructuras livianas enterradas. En el caso de presas, terraplenes o estructuras de contención, la licuefacción de los suelos de fundación puede significar destrucción total o daños mayores por desplazamientos excesivos. La licuefacción de un estrato profundo, aunque sea de reducido espesor, puede provocar deslizamientos de grandes masas de suelos, que se encuentren sobre ese estrato, con la consiguiente destrucción de estructuras fundadas sobre ellas o al pie, en el caso de laderas.

Sin embargo, el fenómeno de la licuefacción no es destructivo o peligroso por sí mismo, solamente cuando la licuefacción va acompañada de un desplazamiento o falla del terreno es

dañino para las construcciones. Para los propósitos de la ingeniería, la ocurrencia de licuefacción no es lo más importante, sino que su capacidad para causar daño. Los efectos adversos de la licuefacción pueden tomar varias formas (Greene et al., 1994), las que se verán a continuación.

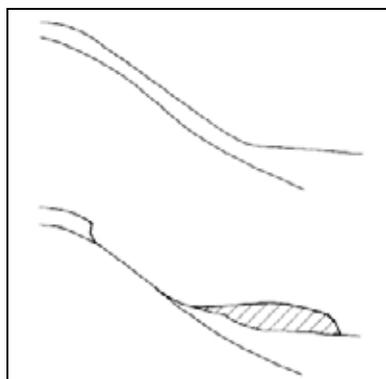
#### 4.4.1 Fallas del terreno

Durante la licuefacción, la pérdida de resistencia que el suelo experimenta, generalmente hace que se produzcan fallas del terreno (OPS, 2003). Existen varios tipos de fallas del terreno asociadas con la licuefacción. Según Greene et al. (1994), estas fallas son: fallas de flujo, desplazamientos laterales, oscilaciones del terreno, pérdida de la capacidad de soporte, asentamientos y aumento de la presión lateral sobre estructuras de contención.

##### 4.4.1.1 Fallas de flujo y deslizamientos

Estas son fallas asociadas a superficies inclinadas, como taludes. Las fallas de flujo y los deslizamientos son las fallas del terreno más catastróficas causadas por la licuefacción. Estas fallas comúnmente producen desplazamientos de decenas de metros, de grandes masas de suelo y en algunos casos, las masas de suelo han viajado varios kilómetros hacia abajo en terrenos con pendiente, con velocidades considerables.

En el caso de los flujos, los materiales del suelo se desplazan rápidamente cuesta abajo en un estado licuado, usualmente se producen en arenas limpias o arenas limosas sueltas y saturadas, en terrenos con pendientes relativamente pronunciadas, generalmente mayores de 3 grados. En el caso de los deslizamientos los materiales se desplazan en bloques sólidos debido a la licuefacción del estrato soportante. Como se muestra en la figura 4.15, la pérdida de resistencia causada por la licuefacción, genera inestabilidad y el flujo baja por el terreno inclinado.



**Figura 4.15** Diagrama de una falla de flujo causada por la licuefacción de suelos en un terreno con pendiente (Greene et al., 1994).

#### 4.4.1.2 Desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales involucran el desplazamiento de grandes bloques de suelo superficiales como consecuencia de la licuefacción de un estrato inferior. Cuando los estratos más profundos se licuan, los estratos superficiales del suelo se mueven lateralmente en bloques sólidos. Este desplazamiento ocurre debido a la acción de las fuerzas gravitacionales y de las fuerzas de inercia generadas por el terremoto. Los desplazamientos laterales generalmente se desarrollan en pendientes suaves (ángulos menores de 3 grados) y el movimiento se produce hacia superficies libres, como márgenes de ríos. El desplazamiento horizontal comúnmente se extiende por varios metros y el suelo se rompe internamente causando fisuras, escarpes y hundimiento de bloques.

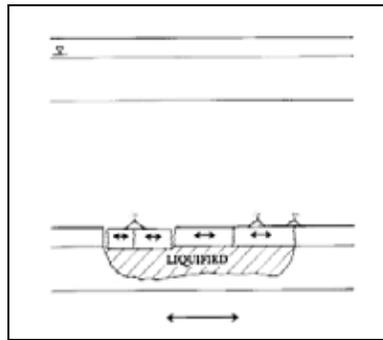
Este tipo de fallas generalmente desestabilizan las fundaciones de los edificios, cortan tuberías y comprimen algunas estructuras como puentes, fundados sobre la falla. Además, uno de los factores más perjudiciales del desplazamiento lateral es la deformación permanente del suelo. Un ejemplo es el desplazamiento lateral en el puente Showa en el terremoto de Niigata de 1964, en Japón (Figura 4.16).



**Figura 4.16** Diagrama de un desplazamiento lateral (Greene et al., 1994) y desplazamiento lateral en el puente Showa en el terremoto de Niigata de 1964 (Kramer y Stewart, 2004).

#### 4.4.1.3 Oscilaciones del terreno

Cuando el terreno es plano o la pendiente demasiado suave para permitir el desplazamiento lateral, la licuefacción de un estrato profundo puede desacoplar los estratos de suelo superiores, permitiendo la oscilación de los suelos superficiales en forma de ondas (Figura 4.17). Estas oscilaciones están asociadas a la abertura y cierre de fisuras del terreno, y a la fractura de estructuras rígidas como pavimentos y tuberías.

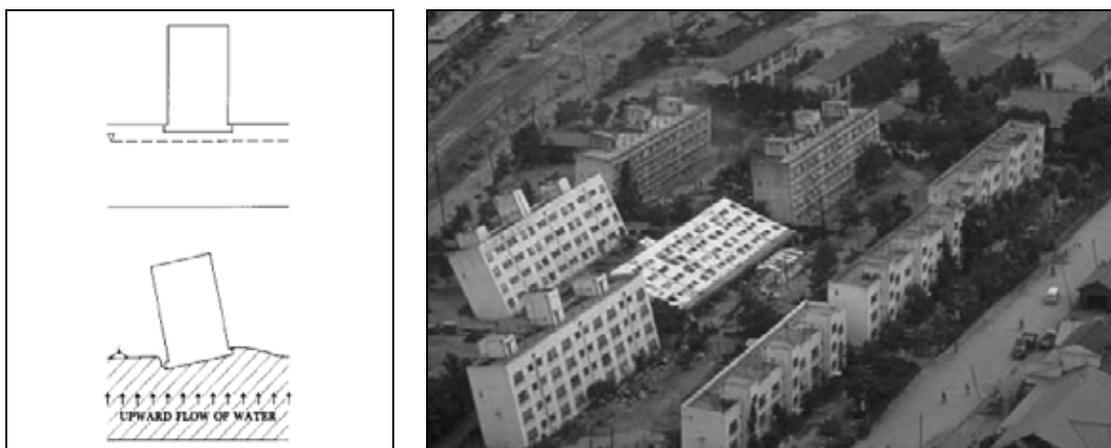


**Figura 4.17** Diagrama de una oscilación horizontal del terreno causada por la licuefacción de la zona achurada (Greene et al., 1994).

#### 4.4.1.4 Pérdida de la capacidad de soporte y flotación

Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura se licua y pierde resistencia, pueden producirse grandes deformaciones, lo que permite el asentamiento o volcamiento de las estructuras. La falla más espectacular por pérdida de la capacidad de soporte de los suelos ocurrió durante el terremoto de Niigata de 1964, en Japón, donde varios de los edificios de departamentos Kawangishicho se volcaron hasta 60 grados (Figura 4.18). Aparentemente, la licuefacción primero se desarrolló en un estrato de arena a varios metros de profundidad y después se propagó hacia arriba a través de otros estratos de arena, lo que debilitó el suelo que soportaba los edificios permitiendo su volcamiento.

Por otra parte, los objetos enterrados menos pesados que el suelo licuado desplazado, como tanques o tuberías, pueden subir a través del suelo licuado y flotar en la superficie.



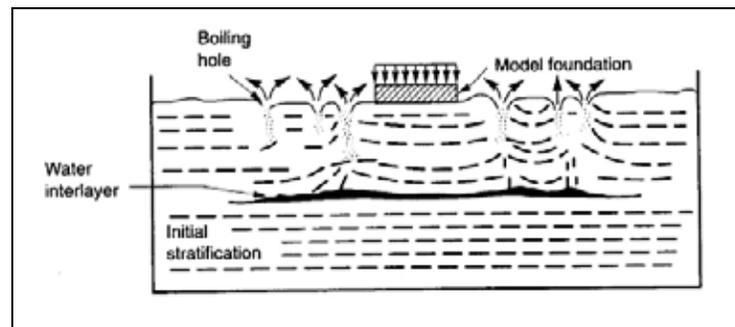
**Figura 4.18** Diagrama de una estructura inclinada debido a la pérdida de la capacidad de soporte del suelo (Greene et al., 1994) y pérdida de la capacidad soportante en edificios de departamentos en el terremoto de Niigata de 1964 (Kramer y Stewart, 2004).

#### 4.4.1.5 Asentamientos y volcanes de arena

En muchos casos, el peso de las estructuras fundadas en el suelo, no es lo suficientemente grande como para causar los grandes asentamientos asociados a la pérdida de capacidad de

soporte. Sin embargo, asentamientos más pequeños pueden ocurrir debido a la disipación de presión de poros y la consolidación del suelo después del terremoto. Estos asentamientos pueden ser destructivos, pero no al nivel de las fallas que implican grandes desplazamientos o pérdida de la capacidad de soporte.

La erupción de volcanes de arena es una manifestación común de licuefacción. Estos volcanes son flujos de agua con sedimentos que suben hacia la superficie del terreno, debido a la mayor presión de poros presente en el suelo licuado (Figura 4.19). Este fenómeno se ha producido en varios terremotos, donde numerosos volcanes de arena han sido observados como evidencia de ocurrencia de licuefacción.



**Figura 4.19** Desarrollo de volcanes de arena (Arduino, 2003).

#### 4.4.1.6 Aumento de la presión lateral sobre estructuras de contención

Si el suelo que se encuentra detrás de alguna estructura de contención se licua, entonces las presiones laterales sobre esa estructura pueden aumentar de manera considerable. Este efecto se produce debido a la pérdida de resistencia al corte del suelo, lo que lo convierte en un líquido de alta densidad que puede ejercer una presión lateral muy superior a la presión con la que el muro fue diseñado. Como consecuencia, los muros de contención pueden ser desplazados lateralmente, inclinarse o fallar estructuralmente, como ha sido observado en muros junto al mar que contienen arenas saturadas, en varios terremotos.

#### 4.4.2 Medidas para mitigar los efectos de la licuefacción

Según Johansson (2000), existen tres posibilidades básicas para reducir los riesgos de licuefacción. Estas medidas son evitar los suelos susceptibles de licuefacción, construir estructuras resistentes a la licuefacción o mejorar el suelo.

#### 4.4.2.1 Evitar áreas donde pueda ocurrir la licuefacción

La primera posibilidad para mitigar los efectos de la licuefacción, es evitar la construcción de nuevas estructuras sobre suelos susceptibles de presentar licuefacción. Existen varios criterios para determinar la susceptibilidad de un suelo a la licuefacción, los cuales se vieron en el punto 4.2 de este capítulo. Por lo tanto, el ingeniero debe decidir cual es el mejor criterio para evaluar susceptibilidad en el sitio de interés y determinar la susceptibilidad. De acuerdo a esta determinación, se debe decidir si es recomendable construir la estructura en ese sitio, y en el caso de obtener un resultado negativo puede ser necesaria la realización de mayores análisis o aplicar otras medidas como las que se presentan a continuación.

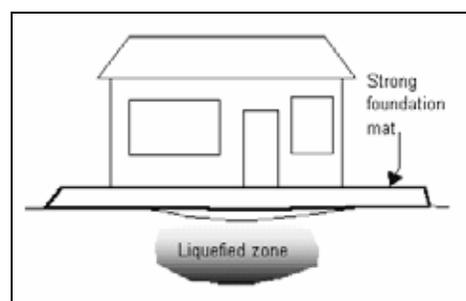
#### 4.4.2.2 Estructuras resistentes a la licuefacción

Las estructuras resistentes a la licuefacción pueden dividirse en estructuras con fundaciones superficiales y estructuras con fundaciones profundas. Los aspectos relativos a estos tipos de fundaciones se verán brevemente a continuación.

##### *Fundaciones superficiales*

En una fundación superficial, es importante que todos los elementos de la fundación estén amarrados, para permitir el movimiento o asentamiento de la fundación de manera uniforme, de esta manera se reducen las tensiones en los elementos estructurales que se encuentran sobre la fundación.

Una fundación de tipo losa de hormigón armado, es un buen tipo de fundación superficial resistente a la licuefacción, ya que puede transferir las cargas de una zona licuada a una zona adyacente de terreno firme (Figura 4.20).

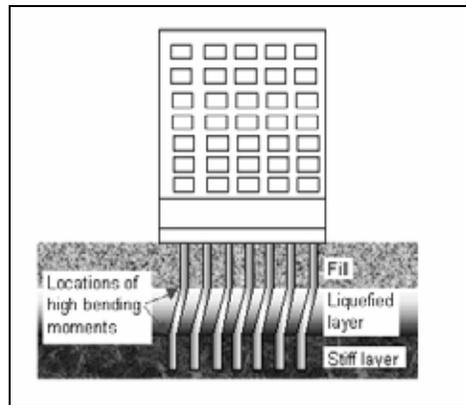


**Figura 4.20** Fundación superficial (Johansson, 2000).

Los servicios públicos enterrados, como cañerías de agua potable y alcantarillado, deberían tener uniones dúctiles para acomodar los movimientos de la estructura y los asentamientos que pueden ocurrir debido a la licuefacción.

### *Fundaciones profundas*

La licuefacción puede causar grandes cargas laterales en las fundaciones de pilotes. Si los pilotes son hincados a través de un estrato de suelo potencialmente licuable, hasta llegar a un estrato firme, no solo debe resistir las cargas verticales producidas por el peso de la estructura, sino que también debe poder resistir las cargas horizontales y los momentos flectores inducidos por el movimiento lateral si el estrato de suelo susceptible se licua (Figura 4.21). La resistencia requerida puede lograrse con pilotes de mayores dimensiones o más reforzados.



**Figura 4.21** Fundación profunda (Johansson, 2000).

#### **4.4.2.3 Mejoramiento del suelo**

El principal objetivo de las técnicas de mejoramiento del suelo para reducir los riesgos de licuefacción, es evitar que se produzcan grandes incrementos en la presión de poros durante el terremoto. Esto se puede lograr por medio de la densificación del suelo o mejorando su capacidad de drenaje. Las técnicas más comunes de mejoramiento del suelo se indican a continuación (Johansson, 2000).

##### *Vibroflotación*

La vibroflotación involucra el uso de una sonda vibrante que puede penetrar en un suelo granular a profundidades mayores de 30 metros. Las vibraciones de la sonda causan que la estructura granular colapse, produciéndose un reordenamiento de las partículas y la densificación del suelo que rodea la sonda (Figura 4.22 a). Para tratar un área de suelo potencialmente licuable, la vibroflotación debe realizarse siguiendo un patrón cuadrado.

El vibro-reemplazo es una combinación de vibroflotación con un agregado de grava, formando columnas de piedras, las cuales aumentan la densificación, proporcionan un mayor grado de refuerzo y mejoran la capacidad de drenaje del suelo. El procedimiento consiste en usar un

vibrador para realizar agujeros en el terreno con la ayuda de un chorro de agua a presión con espaciamentos entre 1,5 a 3 metros y volver a llenar con grava luego de la extracción.

#### *Compactación dinámica*

La densificación por compactación dinámica se realiza dejando caer una pesada bola de acero desde alturas que van de 10 a 36 metros, en un patrón cuadrulado. Este método provee de una solución económica de mejoramiento de suelo para reducir el riesgo de licuefacción. La licuefacción local se inicia bajo el punto de caída, permitiendo la densificación del suelo y cuando el aumento de la presión de poros producido por la compactación dinámica se disipa, se produce la densificación adicional. Sin embargo este procedimiento es bastante invasivo, como se observa en la figura 4.22 (b), por lo que la superficie del terreno puede requerir de una posterior compactación superficial y de adición de más material, después de la compactación dinámica. El procedimiento es dejar caer pesos de 2 a 200 toneladas (1.800 a 180.000 kg) de alturas de hasta 36 metros.

#### *Columnas de piedra*

Como se describió anteriormente, las columnas de piedra son columnas de grava construidas en el suelo. Las columnas de piedra pueden ser construidas con el método de la vibroflotación o con otros métodos, como con el uso de un tubo de acero, dentro del cual se agrega la grava. En este método, la grava se compacta con un martillo de caída libre mientras se va retirando el tubo de acero.

#### *Pilotes de compactación*

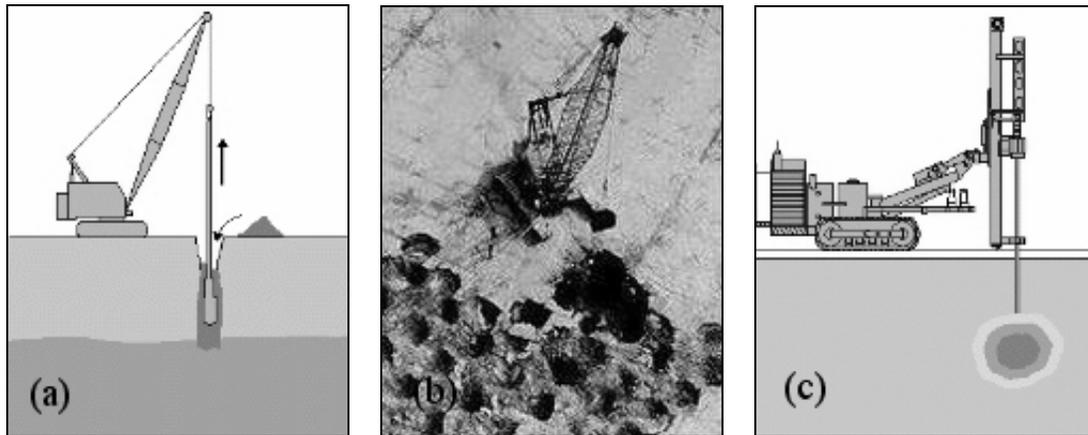
La instalación de pilotes de compactación es una forma muy efectiva de mejoramiento del suelo. Estos pilotes normalmente se hacen de hormigón pretensado o madera. La instalación de los pilotes de compactación densifica y refuerza el suelo, siguiendo un patrón cuadrulado hasta llegar a profundidades de 20 metros.

#### *Inyección de grouting de compactación*

La inyección de grouting de compactación es una técnica por medio de la cual una mezcla de agua, arena y cemento es inyectada a presión en un suelo granular (Figura 4.22 c). Este mortero forma un bulbo que desplaza y densifica el suelo adyacente. Este método es una buena solución si se requiere mejorar una fundación existente, ya que es posible inyectar el grouting desde el lado o en un ángulo inclinado para alcanzar el suelo bajo las fundaciones.

*Técnicas de drenaje*

Los riesgos de licuefacción pueden ser disminuidos aumentando la capacidad de drenaje del suelo, ya que el aumento de la presión de poros se disipa rápidamente si el agua puede drenar libremente. Las técnicas de drenaje incluyen la instalación de drenajes de grava, arena o materiales sintéticos. Los drenajes sintéticos pueden ser instalados con varios ángulos, mientras que los drenajes de grava y arena generalmente son verticales. Las técnicas de drenaje a menudo son usadas en combinación con otros tipos de técnicas de mejoramiento del suelo para una reducción más efectiva del riesgo de licuefacción.



**Figura 4.22** Algunos métodos de mejoramiento del suelo, (a) vibroflotación, (b) compactación dinámica, (c) inyección de grouting de compactación (Johansson, 2000).

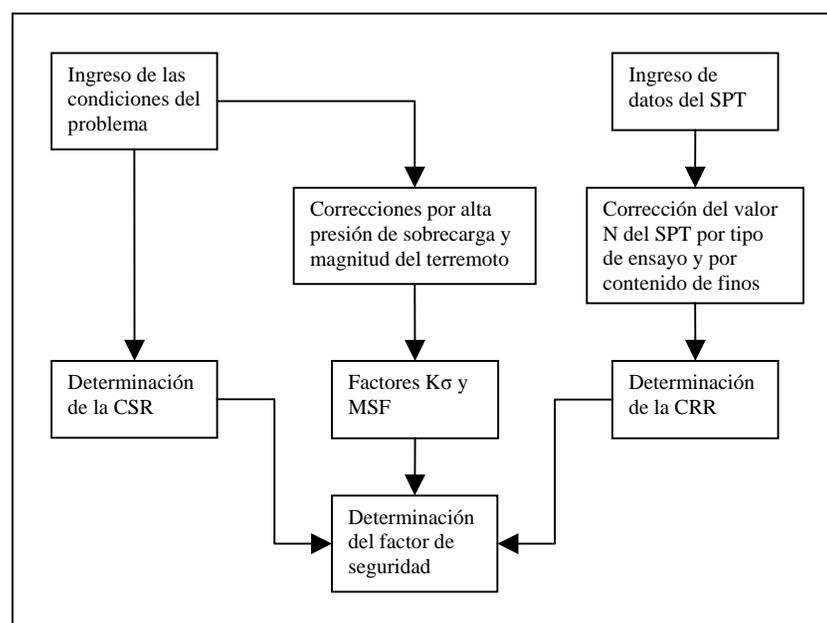
## Capítulo V. Programa para la determinación del potencial de licuefacción usando el ensayo de penetración estándar

### 5.1 Introducción al programa

Como se ha visto en esta tesis, la licuefacción es un problema común en zonas donde existen depósitos de suelos sueltos y saturados. El objetivo de este programa es facilitar los cálculos para obtener el potencial de licuefacción de un suelo sometido a cargas sísmicas, a una profundidad determinada.

#### 5.1.1 Teoría de cálculo usada por el programa

El método de cálculo utilizado por el programa para determina el potencial de licuefacción de un suelo es el procedimiento simplificado, propuesto inicialmente por Seed e Idriss en 1971, pero que se mantiene vigente en la actualidad por su facilidad de uso y confiabilidad. En este procedimiento, la evaluación del potencial de licuefacción se basa en la obtención de un factor de seguridad (FS), que se determina como la relación entre la resistencia del suelo a la licuefacción (CRR) y la carga entregada al suelo por el terremoto (CSR), utilizando algunas correcciones que permiten generalizar el procedimiento para casos diferentes de los que originalmente estaban considerados, sin embargo aquí no nos extenderemos más sobre este tema, ya que se estudió en detalle en el capítulo IV. El procedimiento de cálculo usado por el programa se resume en el siguiente diagrama de flujo mostrado en la figura 5.1.



**Figura 5.1** Diagrama de flujo que ilustra el procedimiento de cálculo usado por el programa para determinar el factor de seguridad.

### 5.1.2 Ventana inicial

Esta ventana (Figura 5.2) se carga al iniciar el programa y contiene las opción salir (abandona el programa) y la opción comenzar (abre la primera ventana de ingreso de datos). Además permite ingresar datos de referencia, como el nombre del proyecto, ciudad, empresa y sondaje.



Figura 5.2 Ventana de inicio del programa.

## 5.2 Ingreso de datos

Este programa está diseñado para que el ingreso de datos se haga de acuerdo al orden de los cálculos del procedimiento simplificado, por lo que el usuario solo debe completar los datos del problema a medida que aparezcan las distintas ventanas de diálogo. Estas ventanas son las siguientes.

### 5.2.1 Ventana de ingreso de las condiciones del problema

En la ventana de condiciones del problema (Figura 5.3) se deben ingresar los datos para comenzar la evaluación de licuefacción y obtener la relación de tensión cíclica (CSR). Se requieren los siguientes datos:

*Profundidad de análisis:* es la profundidad a la que se quiere evaluar el potencial de licuefacción. Esta profundidad debe ser menor o igual que la profundidad de la base del último estrato.

*Profundidad del nivel freático:* es la profundidad a la que se encuentra la napa de agua subterránea. Si esta profundidad fuera mayor que la profundidad de análisis, entonces se abrirá una ventana de diálogo que indica que el suelo se encuentra saturado y no se podrá seguir con el procedimiento mientras no se cambie alguna de estas profundidades.

*Propiedades del suelo:* para una estratigrafía de hasta 3 suelos, se pueden ingresar la profundidad de la base de cada estrato, la densidad natural y la densidad saturada de los suelos, y el programa calcula las presiones verticales. Si la estratigrafía tiene más de 3 suelos, entonces se debe ingresar el valor de la presión total a la profundidad de análisis.

*Carga entregada al suelo:* si no se desea considerar una carga externa, la opción fundación rectangular debe estar desactivada, si se activa esta opción se pueden ingresar los datos para calcular la sobrecarga producida por una fundación rectangular, estos datos son largo, ancho y carga aplicada.

*Parámetros sísmicos:* permite ingresar la magnitud de momento sísmico del terremoto y la aceleración máxima del terreno, estos datos se pueden obtener de los registros sísmológicos de algún terremoto pasado. La aceleración máxima del terreno también puede estimarse de acuerdo a las aceleraciones definidas en la NCh 433, según la zona sísmica en que se encuentra el sitio de análisis.

**Condiciones del problema**

Profundidad de análisis: 3 metros

Profundidad del nivel freático: 1.0 metros

Propiedades del suelo

Ingrese suelos (3 máx)

	z (m)	dn	ds
Suelo 1	3.5	1.93	2.1
Suelo 2	8	1.7	1.88
Suelo 3	15	1.98	2.15

z = profundidad en la base del estrato  
dn = densidad natural (ton/m<sup>3</sup>)  
ds = densidad saturada (ton/m<sup>3</sup>)

Ingrese presión vertical total

10 ton/m<sup>2</sup>

Carga entregada al suelo

Fundación rectangular

Ancho: 2 metros

Largo: 4 metros

Carga: 4 ton

Parámetros sísmicos

Magnitud del terremoto: 7.8 Mw

Aceleración máxima: 3.5 m/seg<sup>2</sup>

Aceptar datos

Atrás Inicio Continuar

**Figura 5.3** Ventana de condiciones del problema.

Antes de continuar con la siguiente ventana, se deben aceptar los datos ingresados, de esta manera se calculan los resultados parciales y se almacenan en la memoria, entonces la opción continuar se activará y se podrá seguir con el procedimiento.

### 5.2.2 Ventana de ingreso de datos del ensayo de penetración estándar

En la ventana de datos del ensayo de penetración estándar (Figura 5.4) se deben marcar las opciones correspondientes al tipo de ensayo, que permitan hacer todas las correcciones del valor N medido en terreno, para obtener la relación de resistencia cíclica (CRR). Se requieren los siguientes datos:

*Valor N del SPT medido en terreno:* es el valor de la resistencia a la penetración estándar (número de golpes) del suelo a la profundidad de análisis. Este valor no debe corregirse, ya que las correcciones las realiza el programa según el tipo de ensayo.

*Contenido de finos del suelo:* corresponde al porcentaje de la fracción fina del suelo a la profundidad de análisis. Como se trata de suelos granulares, este porcentaje no podrá ser mayor de 50 %.

**Figura 5.4** Ventana de datos del ensayo de penetración estándar.

Al igual que en la ventana anterior, antes de continuar con la siguiente ventana, se deben aceptar los datos ingresados, para que se calculen los resultados parciales y se almacenen en la memoria, entonces la opción continuar se activará y se podrá seguir con el procedimiento.

### 5.3 Obtención de resultados

Los resultados se obtienen en la ventana resultados (Figura 5.5), en la cual el usuario puede obtener el factor de seguridad y generar un informe completo con los datos más relevantes del problema, los resultados parciales, el resultado final y la conclusión. Además permite imprimir este informe con la impresora predeterminada en el sistema.



Figura 5.5 Ventana de resultados.

## Capítulo VI. Comentarios y conclusiones

Como se vio en la primera parte de esta tesis, los terremotos y sus efectos son los mayores desastres naturales que pueden afectar a las estructuras construidas por los seres humanos. En el caso de nuestro país, los terremotos son una realidad con la que hemos vivido desde siempre, como señalan las crónicas que se remontan hasta el año 1570, y no es aventurado señalar que también nuestros pueblos originarios convivieron con estos fenómenos sísmicos. En efecto, la sismicidad de Chile está muy bien documentada, tanto desde el punto de vista histórico, como por varias investigaciones relativas al comportamiento de las placas subducentes, y en particular sobre las placas de Nazca y Sudamericana, lo que ha sido expuesto en esta tesis. No obstante, la sismología es una ciencia en constante desarrollo y aun estamos lejos de poseer un conocimiento completo sobre los mecanismos que producen los terremotos, y menos aun de poder predecir cuando se producirá un sismo, por lo que todo esfuerzo de investigación en esta área es de vital importancia económica y estratégica para el país.

La evidencia de terremotos en el pasado, en regiones de gran actividad sísmica, como Japón, California y el borde occidental de Sudamérica, ha llevado a los ingenieros a desarrollar nuevos materiales y herramientas de cálculo, con el objetivo de hacer que las construcciones sean resistentes a los terremotos, lo que representa un importante campo de investigación aplicada en la actualidad. Sin embargo estos avances en la ingeniería estructural tienen poco valor, si no van de la mano con el perfeccionamiento de la Ingeniería Geotécnica Antisísmica, la cual es un área de reciente desarrollo basada en la Dinámica de Suelos, y que se ocupa principalmente de los problemas relacionados con el terreno cuando es sometido a cargas sísmicas.

Por lo tanto, podemos concluir que toda construcción sismorresistente debe ser diseñada considerando el aspecto geotécnico, ya que de otra manera, a pesar del esfuerzo invertido en el diseño estructural, podría colapsar a causa de una falla en el suelo de soporte. A pesar de lo anterior, en los planes de estudio de algunas facultades de ingeniería, no se profundiza en estas materias y solo se estudian en cursos de especialización o de postgrado. Si se considerara la naturaleza sísmica de nuestro país, deberían ser parte obligada en el plan de estudios de todas las carreras relacionadas con la ingeniería civil.

Una de las fallas del suelo más comunes y destructivas cuando se produce un movimiento sísmico es la licuefacción. Este fenómeno se ha producido en muchos terremotos, y en nuestro país las evidencias de licuefacción de suelos han sido documentadas en varios de ellos, principalmente en el terremoto de Valdivia en Mayo de 1960 y en el reciente sismo del 3 de

Marzo de 1985, en la zona central de Chile. En otros países también se han producido fallas del suelo debido a este fenómeno, siendo los más conocidos el volcamiento de edificios en el terremoto de Niigata de 1964, en Japón, el deslizamiento de grandes masas de suelo en el terremoto de Alaska de 1964, y las numerosas fallas por licuefacción en el terremoto de Kobe de 1995. Estos ejemplos demuestran la importancia de estar siempre alertas ante la posibilidad de que ocurra un fenómeno de este tipo, así como en la práctica de la ingeniería, en todas las etapas del diseño, en la construcción y en el uso de las estructuras.

El método más usado para evaluar el potencial de licuefacción de un suelo sometido a cargas sísmicas, se conoce como procedimiento simplificado, y fue presentado originalmente en 1971, por los investigadores Seed e Idriss. Este procedimiento se ha perfeccionado a lo largo de los años, por lo que se sigue utilizando actualmente para determinar el potencial de licuefacción, en base a una serie de cálculos y correlaciones con los datos obtenidos del ensayo de penetración estándar.

Por otra parte, en la actualidad, la utilización de las nuevas tecnologías informáticas para resolver los problemas de la ingeniería es muy importante, por lo que como parte de esta tesis se creó un programa que realiza el procedimiento simplificado. Este programa funciona ingresando las condiciones del problema y el valor de la resistencia a la penetración estándar, y permite al ingeniero determinar rápidamente el potencial de licuefacción de un suelo. Aunque se trata de una aplicación relativamente sencilla, puede ser muy útil durante las etapas preliminares de un proyecto, debido a su facilidad de uso y a los pocos datos que requiere. Además entrega información que puede ayudar a los ingenieros a tomar decisiones importantes sobre el proyecto, como su factibilidad o la necesidad de realizar estudios más detallados. Esto evitaría enfrentarse a situaciones difíciles con posterioridad, que se podrían producir por no considerar a tiempo los aspectos geotécnicos, dado que como ya hemos anotado las fallas no solo se pueden producir por problemas de las estructuras sino que también como consecuencia de la inestabilidad de los suelos.

## Bibliografía

AASHTO. 2004. Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. Washington. American Association of State Highway and Transportation Officials.

ALONSO, M; E. FINN. 1986. Física. Campos y ondas. Volumen II. México. Addison-Wesley Iberoamericana.

ARDUINO, P. 2003. Geotechnical Earthquake Engineering. Washington. Department of Civil & Environmental Engineering. University of Washington.

BEER, F.; E. JHONSTON. 1998. Mecánica vectorial para ingenieros. Dinámica. Sexta Edición. Madrid. McGraw-Hill.

BELES, A.; M. IFRIM; A. GARCÍA. 1975. Elementos de ingeniería sísmica. Barcelona. Ediciones Omega.

BERRY, P.; D. REID. 1993. Mecánica de Suelos. Bogotá. McGraw-Hill Interamericana.

BRANDES, H. 2003. Geotechnical and Foundation Aspects. En: CHEN, W.; C. SCAWTHORN, eds. Earthquake Engineering Handbook. London. Taylor and Francis Group.

BRICEÑO, L.; A. CANEVA; J. PRIETO. 2004. Cómo medimos los sismos. Bogotá. Instituto Geofísico. Universidad Javeriana.

CAICEDO, M.; P. MORA. 2004. Temas de Propagación de Ondas. Venezuela. Universidad Simón Bolívar.

CORONADO, C.; G. VILLAFANE; L. RÍOS. 1999. Resistencia de los Suelos a la Licuación: Comentarios a la Norma NSR-98. Bogotá. X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana. Sociedad Colombiana de Ingenieros.

DAY, R. 2002. Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. New York. McGraw-Hill.

GARCÍA, J. 2005. Ondas mecánicas. Material docente. Departamento de Física Aplicada II. Universidad de Málaga.

GREEN, R. 2001. Energy-Based Evaluation and Remediation of Liquefiable Soils. Dissertation Doctor of Philosophy in Civil Engineering. Blacksburg, Virginia. Virginia Polytechnic Institute.

GREENE, M.; T. YOUD; M. POWER. 1994. Liquefaction. What it is and what to do about it. Earthquake Engineering Research Institute. Earthquake Basics Brief No 1.

HUNT, R. 2005. Geotechnical Engineering Investigation Handbook. Second Edition. London. Taylor and Francis Group.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). 1961. Escala de intensidad de los fenómenos sísmicos. Santiago. Norma chilena NCh3.Of1961.

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACIÓN (INN). 1996. Diseño sísmico de edificios. Santiago. Norma chilena NCh 433.Of96.

JOHANSSON, J. 2000. Soil Liquefaction web site. Department of Civil Engineering. University of Washington. (Disponible en: <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>. Consultado el: 10 de abril de 2006).

KRAMER, S.; J. STEWART. 2004. Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. En: BOZORGNI, Y.; V. BERTERO, eds. Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. London. Taylor and Francis Group.

LABBÉ, J.; R. SARAGONI. 1976. Sismicidad en Chile. Santiago. Publicación SES I 7/76 (124). Sección Ingeniería Estructural. Departamento Ingeniería Civil. Universidad de Chile.

LÓPEZ, R. 2003. Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración. Buenos Aires. Convenio entre las cátedras de Geotecnia de la Universidad Tecnológica Nacional, Unidad Académica Concordia y Facultad Regional de Buenos Aires.

LÜDERS, C.; J. VASQUEZ, eds. 1988. Lecciones del sismo del 3 de Marzo de 1985. Santiago. Instituto Chileno del Cemento y el Hormigón.

MADARIAGA, R. 1998. Sismicidad de Chile. Física de la Tierra. (10): 221-258.

MORENO, E. 2006. Propagación de ondas mecánicas y aplicaciones de los ultrasonidos. Red Iberoamericana de Tecnologías Ultrasónicas.

ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (OPS). 1997. Vulnerabilidad de los sistemas de agua potable frente a deslizamientos. Oficina Regional para las Américas de la Organización Mundial de la Salud.

ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (OPS). 2003. Reducción del Daño Sísmico. Guía para las Empresas de Agua. Oficina Regional para las Américas de la Organización Mundial de la Salud.

POBLETE, M. 2004. Estimación de la historia de precarga cíclica de un suelo, con ayuda del potencial de licuación. Tesis Ingeniería Civil en Obras Civiles. Valdivia. Universidad Austral de Chile. Facultad de Ciencias de la Ingeniería.

QUISPE, R. 2003. Determinación de la zona de Wadati – Benioff en el borde occidental de Sudamérica. Revista del Instituto Geofísico del Perú. 4: 25-40.

RODRÍGUEZ, M. 2005. Caracterización de la Respuesta Sísmica de los Suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. Barcelona. Universidad Politécnica de Cataluña.

ROSALES, C. 2001. Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia. Tesis Ingeniería Civil. Santiago de Cali. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería.

SALGADO, R.; M. SANTAGATA. 2003. In Situ Testing and Field Instrumentation. En: CHEN, W.; R. LIEW, eds. The Civil Engineering Handbook. Second Edition. London. Taylor and Francis Group.

SARAGONI, R.; P. GONZALES; M. FRESARD. 1985. Análisis de los Acelerogramas del Terremoto del 3 de Marzo de 1985. Santiago. Publicación SES I 4/1985 (199). Sección Ingeniería Estructural. Departamento Ingeniería Civil. Universidad de Chile.

SERVICIO SISMOLÓGICO. 2006. Terremotos en Chile. Departamento de Geofísica. Universidad de Chile. (Disponible en: <http://ssn.dgf.uchile.cl/home/terrem.html>. Consultado el: 12 de junio de 2006).

SITHARAM, T.; L. GOVINDARAJU; A. SRIDHARAN. 2004. Dynamic properties and liquefaction potencial of soils. Current Science. 87 (10): 1370-1378.

SNET. 2006. Escalas de Magnitud. Servicio Nacional de Estudios Territoriales. Servicio Geológico Nacional. El Salvador. (Disponible en: <http://www.snet.gob.sv/Geologia/Sismologia/1magnitud.htm>. Consultado el: 15 de mayo de 2006).

SUÁREZ, J. 1998. Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Santander. Universidad Industrial de Santander.

TARBUCK, E.; F. LUTGENS. 2000. Ciencias de la Tierra. Una introducción a la geología física. Sexta Edición. Madrid. Prentice Hall.

TASA, D. 1998. Geode II. Geologic Explorations on Disk. CD Rom. Tasa Graphic Arts and Prentice Hall.

TRONCOSO, J. 1992. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica. Santiago. Ediciones Universidad Católica de Chile.

UDIAS, A. 1998. Introducción: sismicidad y sismotectónica de América Central y del Sur. Física de la Tierra. (10): 11-17.

USGS. 2003. Magnitude & Intensity. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. (Disponible en: [http://neic.usgs.gov/neis/phase\\_data/mag\\_formulas.html](http://neic.usgs.gov/neis/phase_data/mag_formulas.html). Consultado el: 15 de mayo de 2006).

USGS. 2004. Where Earthquakes Occur. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. (Disponible en: <http://pubs.usgs.gov/gip/earthq1/where.html>. Consultado el: 5 de julio de 2006).

USGS. 2006. Largest Earthquakes in the World Since 1900. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. (Disponible en: [http://earthquake.usgs.gov/regional/world/10\\_largest\\_world.php](http://earthquake.usgs.gov/regional/world/10_largest_world.php). Consultado el: 26 de junio de 2006).

USGS. 2006. Seismic Hazard Map of Chile. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. (Disponible en: <http://earthquake.usgs.gov/regional/world.php?region=Chile>. Consultado el: 25 de junio de 2006).

VILLAVICENCIO, A. 2005. Terremotos en Chile, Historia. Terremotos y otros desastres naturales. (Disponible en: <http://www.angelfire.com/nt/terremotos/chilehistoria.html>. Consultado el: 12 de junio de 2006).

YOUD, T.; I. IDRIS. Eds. 1997. Summary Report. Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Buffalo. Tech. Rep. NCEER-97-0022. National Center for Earthquake Engineering Research.

ZEBALLOS, M. 2002. Desarrollo de Procesos de Licuación. Valparaíso. Segunda Jornada del Ciclo de Conferencias del Grupo de Geotecnia. Escuela de Ingeniería en Construcción. Universidad Católica de Valparaíso.

## ANEXO A

### **Escala modificada de Mercalli (NCh 3 Of 1961)**

<b>Grado de Intensidad</b>	<b>Descripción</b>
I	No se advierte sino por unas pocas personas y en condiciones de perceptibilidad especialmente favorables.
II	Se percibe sólo por algunas personas en reposo, particularmente las ubicadas en los edificios.
III	Se percibe en los interiores de los edificios y casas. Sin embargo, muchas personas no distinguen claramente que la naturaleza del fenómeno es sísmica, por su semejanza con la vibración producida por el paso de un vehículo liviano. Es posible estimar la duración del sismo.
IV	Los objetos colgantes oscilan visiblemente. Muchas personas lo notan en el interior de los edificios aun durante el día. En el exterior, la percepción no es tan general, se dejan oír las vibraciones de la vajilla, puertas y ventanas. Se sienten crujir los tabiques de madera. La sensación percibida es semejante a la que produciría el paso de un vehículo pesado. Los automóviles detenidos se mecen.
V	La mayoría de las personas lo perciben aun en el exterior. En el interior, durante la noche, muchas personas despiertan. Los líquidos oscilan dentro de sus recipientes y aun pueden derramarse. Los objetos inestables se mueven o se vuelcan. Los péndulos de los relojes alteran su ritmo o se detienen. Es posible estimar la dirección principal del movimiento sísmico.
VI	Lo perciben todas las personas. Se atemorizan y huyen hacia el exterior. Se siente inseguridad para caminar. Se quiebran los vidrios de las ventanas, la vajilla y los objetos caen de los armarios. Los cuadros suspendidos de las murallas caen. Los muebles se desplazan y se vuelcan. Se producen grietas en algunos estucos. Se hace visible el movimiento de los árboles y arbustos, o bien, se les oye crujir. Se siente el tañido de las campanas pequeñas de iglesias y escuelas.
VII	Los objetos colgantes se estremecen. Se experimenta dificultad para mantenerse en pie. El fenómeno es perceptible por los conductores de automóviles en marcha. Se producen daños en estructuras débiles de albañilería. Se dañan los muebles. Caen trozos de estucos, ladrillos, parapetos, cornisas y diversos elementos arquitectónicos. Se producen ondas en los lagos; el agua se enturbia. Los terraplenes y taludes de arena o grava experimentan pequeños deslizamientos o hundimiento. Se dañan los canales de hormigón para regadío. Tañen todas las campanas.
VIII	Se hace difícil e inseguro el manejo de vehículos. Se producen daños de consideración y aun el derrumbe parcial en estructuras débiles de albañilería. En estructuras de albañilería bien proyectadas y construidas sólo se producen daños leves. Caen murallas de albañilería. Caen chimeneas en casas e industrias. Caen igualmente monumentos, columnas, torres y estanques elevados. Las casas de madera se desplazan y aun se salen totalmente de sus bases. Los tabiques se desprenden. Se quiebran las ramas de los árboles, se producen cambios en las corrientes de aguas y en la temperatura de vertientes y pozos. Aparecen grietas en el suelo húmedo, especialmente en la superficie de las pendientes escarpadas.
IX	Se produce pánico general. Las estructuras de albañilería mal proyectadas o mal construidas se destruyen. Las estructuras corrientes de albañilería bien construidas se dañan y a veces se derrumban totalmente. Las estructuras de albañilería bien proyectadas y bien construidas se dañan seriamente. Los cimientos se dañan. Las estructuras de maderas son removidas de sus cimientos. Sufren daños considerables los depósitos de agua, gas, etc. Se quiebran las tuberías (cañerías) subterráneas aparecen grietas aun en suelos secos. En las regiones aluviales, pequeñas cantidades de lodo y arena son expelidas del suelo.
X	Se destruye gran parte de las estructuras de albañilería de toda especie. Se destruyen los cimientos de las estructuras de madera. Algunas estructuras de madera bien construidas, incluso puentes, se destruyen. Se producen grandes daños en represas, diques y malecones. Se producen grandes desplazamientos del terreno en los taludes. El agua de canales, ríos, etc., sale proyectada a las riberas. Cantidades apreciables de lodo y arena se desplazan horizontalmente sobre playas y terrenos planos. Los rieles de las vías férreas quedan ligeramente deformados.
XI	Muy pocas estructuras de albañilería quedan en pie. Los rieles de las vías férreas quedan fuertemente deformados. Las tuberías (cañerías) subterráneas quedan totalmente fuera de servicio.
XII	El daño es casi total. Se desplazan grandes masas de roca. Los objetos, saltan al aire. Los niveles y perspectivas quedan distorsionados.

## ANEXO B

### *Sismos importantes y/o destructivos período 1570 – 2005 con magnitudes $M_s$ mayores de 7,5 (Servicio Sismológico, 2006)*

Fecha	Hora	Lugar	Latitud	Longitud	$M_s$	Prof (km)	$M_w$	Efec. Sec.
08-02-1570	9:00	Concepción	-36,800	-73,000	8,3	-	-	TD
16-12-1575	14:30	Valdivia	-39,800	-73,200	8,5	-	-	TD
24-11-1604	12:30	Arica	-18,500	-70,400	8,5	30	-	TD
16-09-1615	23:30	Arica	-18,500	-70,350	8,8	-	-	TM
13-05-1647	22:30	Talca	-35,000	-72,000	8,5	-	-	-
15-03-1657	19:30	Concepción	-36,830	-73,030	8,0	-	-	TD
08-07-1730	4:45	Valparaíso	-33,050	-71,630	8,7	-	-	TD
24-12-1737	-	Valdivia	-39,800	-73,200	7,7	-	-	T
25-05-1751	1:00	Concepción	-36,830	-73,030	8,5	-	-	TM
30-03-1796	6:45	Copiapó	-27,350	-70,350	7,7	-	-	-
11-04-1819	10:00	Copiapó	-27,350	-70,350	8,3	-	-	TD
19-11-1822	22:30	Valparaíso	-33,050	-71,630	8,5	-	-	TM
08-10-1831	6:00	Arica	-18,500	-71,000	7,8	-	-	-
18-09-1833	5:45	Arica	-18,500	-70,400	7,7	60	-	-
20-02-1835	11:30	Concepción	-36,830	-73,030	8,5	-	-	TD
07-11-1837	8:00	Valdivia	-39,800	-73,200	8,0	-	-	TM
05-10-1859	8:00	Copiapó	-27,350	-70,350	7,6	-	-	TM
13-08-1868	16:45	Arica	-18,500	-70,350	8,5	-	-	TD
09-05-1877	21:16	Pisagua	-19,600	-70,230	8,5	-	-	TD
23-01-1878	8:00	Tarapacá	-20,000	-70,300	7,9	40	-	-
15-08-1880	8:48	Illapel	-31,620	-71,180	7,7	-	-	-
16-08-1906	19:48	Valparaíso	-33,000	-72,000	7,9	25	8,2	TM
08-06-1909	1:00	Copiapó	-26,500	-70,500	7,6	-	-	-
29-01-1914	23:30	Talca	-35,000	-73,000	8,2	-	-	-
20-05-1918	12:57	Huasco	-28,500	-71,500	7,9	-	-	-
04-12-1918	7:47	Copiapó	-26,000	-71,000	8,2	60	-	TM
10-11-1922	23:53	Huasco	-28,500	-70,000	8,4	25	8,5	TM
01-12-1928	0:06	Talca	-35,000	-72,000	8,3	-	-	T
23-02-1933	4:09	Iquique	-20,000	-71,000	7,6	40	-	-
25-01-1939	23:32	Chillán	-36,200	-72,200	8,3	60	-	-
06-04-1943	12:07	Illapel	-30,750	-72,000	8,3	55	8,2	T
02-08-1946	15:19	Copiapó	-26,500	-70,500	7,9	50	-	-
17-12-1949	11:07	Punta Arenas	-54,000	-71,000	7,8	-	-	-
09-12-1950	17:38	Antofagasta	-23,500	-67,500	8,3	100	-	-
06-05-1953	13:16	Chillán	-36,500	-72,600	7,6	60	-	-
22-05-1960	15:11	Valdivia	-39,500	-74,500	8,5	-	9,5	TD
28-12-1966	4:18	Taltal	-25,510	-70,740	7,8	23	-	-
10-05-1975	10:27	Arauco	-38,183	-73,232	7,7	6	-	-
03-03-1985	19:46	Valparaíso	-33,240	-71,850	7,8	33	8,0	T
13-06-2005	18:44	Norte	-19,895	-69,125	7,8	108	7,8	-

T = Tsumani

TM = Tsumani Moderado o marejada importante

TD = Tsunami Destructor y Mayor

$M_s$  = Magnitud Richter determinada con ondas sísmicas superficiales

$M_w$  = Magnitud a partir del momento sísmico

## ANEXO C

### **Problema ilustrativo de determinación del potencial de licuefacción**

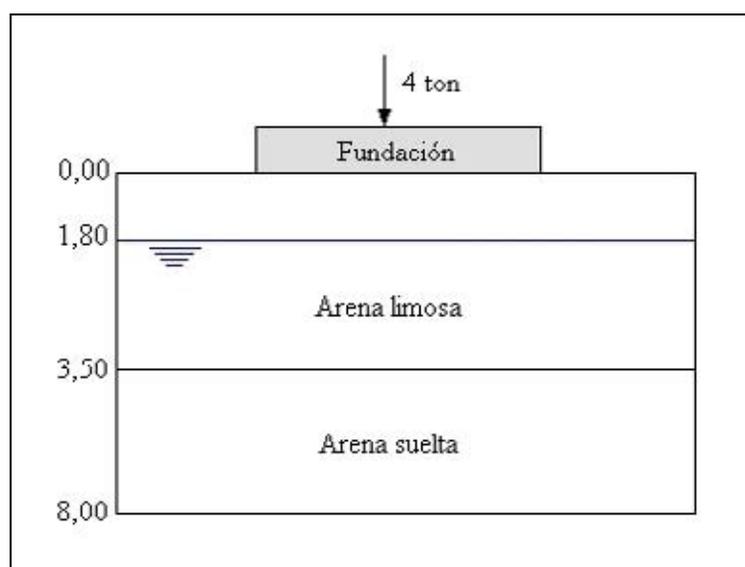
Determinar el factor de seguridad de resistencia a la licuefacción, a las profundidades de 3 y 7,5 metros, para la estratigrafía mostrada en la figura, si el terremoto es de magnitud  $M_w = 7,8$  y la aceleración máxima del terreno es de  $3,5 \text{ m/seg}^2$ . Se considera una fundación rígida de  $2 \times 4$  metros. En el ensayo de penetración estándar se utilizó un martillo cilíndrico con cuchara estándar y el diámetro de la perforación fue de 65 mm. El valor de la presión atmosférica es aproximadamente  $10 \text{ ton/m}^2$ . Las propiedades de los suelos son las siguientes:

#### *Arena limosa*

Densidad natural	= $1,93 \text{ ton/m}^3$
Densidad saturada	= $2,10 \text{ ton/m}^3$
Contenido de finos	= 10 %
Valor N del SPT	= 12

#### *Arena suelta*

Densidad natural	= $1,70 \text{ ton/m}^3$
Densidad saturada	= $1,88 \text{ ton/m}^3$
Contenido de finos	= 3 %
Valor N del SPT	= 6



**Solución***Evaluación a 3 metros de profundidad*

El primer paso es calcular el factor de reducción de profundidad a la profundidad de 3 metros:

$$r_d = 1,000 - 0,00765 \cdot 3 = 0,98$$

Las tensiones totales y efectivas se calculan de acuerdo a la teoría básica de la mecánica de suelos:

$$\sigma_v = 1,93 \cdot 1,8 + 2,1(3 - 1,8) = 5,99 \text{ ton/m}^2$$

$$u = 1(3 - 1,8) = 1,2 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_v = 5,99 - 1,2 = 4,79 \text{ ton/m}^2$$

Además, la fundación entrega una sobrecarga al terreno, la cual se obtiene de la siguiente fórmula simplificada:

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{(l+z)(a+z)} = \frac{4}{(4+3)(2+3)} = 0,11 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto las tensiones totales y efectivas corregidas son:

$$\sigma_{v0} = 5,99 + 0,11 = 6,1 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_{v0} = 4,79 + 0,11 = 4,9 \text{ ton/m}^2$$

Reemplazando estos valores en la fórmula de relación de tensión cíclica obtenemos:

$$CSR = 0,65 r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) = 0,65 \cdot 0,98 \left( \frac{6,1}{4,9} \right) \left( \frac{3,5}{9,81} \right) = 0,28$$

Para calcular la relación de resistencia cíclica debemos corregir el valor  $N$  del ensayo de penetración estándar. Ocupando la fórmula de Liao y Whitman, las correcciones son las siguientes:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} = \left( \frac{10}{4,9} \right)^{0,5} = 1,43$$

$$C_E = 0,75$$

$$C_B = 1$$

$$C_R = 0,75$$

$$C_S = 1$$

Por lo tanto el valor  $N$  corregido es:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S = 12 \cdot 1,43 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 1 = 9,65$$

Además se debe corregir este valor por contenido de finos, ya que es mayor de 5 %, por lo tanto la corrección es:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} = 0,87 + 1,02 \cdot 9,65 = 10,71$$

Ahora podemos calcular la relación de resistencia cíclica:

$$CRR = \frac{1}{34 - 10,71} + \frac{10,71}{13,5} + \frac{50}{(10 \cdot 10,71 + 45)^2} - \frac{1}{200} = 0,83$$

Debido a que la magnitud del terremoto es mayor de 7,5 se debe aplicar un factor de escala de magnitud, el cual se obtiene de:

$$MSF = \left( \frac{7,5}{M} \right)^n = \left( \frac{7,5}{7,8} \right)^{2,56} = 0,90$$

Las correcciones  $K_\sigma$  y  $K_\alpha$  no se aplican pues la presión de confinamiento es menor de 100 kPa ( $\approx 10 \text{ ton/m}^2$ ) y el terreno es plano.

Finalmente, el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{CRR \cdot MSF}{CSR} = \frac{0,83 \cdot 0,9}{0,28} = 2,67$$

Por lo tanto, a 3 metros de profundidad no se producirá licuefacción.

*Evaluación a 7,5 metros de profundidad*

El primer paso es calcular el factor de reducción de profundidad a la profundidad de 7,5 metros:

$$r_d = 1,000 - 0,00765 \cdot 7,5 = 0,94$$

Las tensiones totales y efectivas se calculan de acuerdo a la teoría básica de la mecánica de suelos:

$$\sigma_v = 1,93 \cdot 1,8 + 2,1(3,5 - 1,8) + 1,88(7,5 - 3,5) = 14,56 \text{ ton/m}^2$$

$$u = 1(7,5 - 1,8) = 5,7 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_v = 14,56 - 5,7 = 8,86 \text{ ton/m}^2$$

Además, la fundación entrega una sobrecarga al terreno, la cual se obtiene de la siguiente fórmula simplificada:

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{(l+z)(a+z)} = \frac{4}{(4+7,5)(2+7,5)} = 0,04 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto las tensiones totales y efectivas corregidas son:

$$\sigma_{v0} = 14,56 + 0,04 = 14,6 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma'_{v0} = 8,86 + 0,04 = 8,9 \text{ ton/m}^2$$

Reemplazando estos valores en la fórmula de relación de tensión cíclica obtenemos:

$$CSR = 0,65 r_d \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) = 0,65 \cdot 0,94 \left( \frac{14,6}{8,9} \right) \left( \frac{3,5}{9,81} \right) = 0,36$$

Para calcular la relación de resistencia cíclica debemos corregir el valor  $N$  del ensayo de penetración estándar. Ocupando la fórmula de Liao y Whitman, las correcciones son las siguientes:

$$C_N = \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} = \left( \frac{10}{8,9} \right)^{0,5} = 1,06$$

$$C_E = 0,75$$

$$C_B = 1$$

$$C_R = 0,95$$

$$C_S = 1$$

Por lo tanto el valor  $N$  corregido es:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S = 6 \cdot 1,06 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 1 = 4,53$$

En este caso el contenido de finos es menor de 5 %, por lo tanto no se aplica esta corrección.

Ahora podemos calcular la relación de resistencia cíclica:

$$CRR = \frac{1}{34 - 4,53} + \frac{4,53}{13,5} + \frac{50}{(10 \cdot 4,53 + 45)^2} - \frac{1}{200} = 0,37$$

Debido a que la magnitud del terremoto es mayor de 7,5 se debe aplicar un factor de escala de magnitud, el cual se obtiene de:

$$MSF = \left(\frac{7,5}{M}\right)^n = \left(\frac{7,5}{7,8}\right)^{2,56} = 0,90$$

Las correcciones  $K_\sigma$  y  $K_\alpha$  no se aplican pues la presión de confinamiento es menor de 100 kPa y el terreno es plano.

Finalmente, el factor de seguridad es:

$$FS = \frac{CRR \cdot MSF}{CSR} = \frac{0,37 \cdot 0,9}{0,36} = 0,93$$

Por lo tanto, a 7,5 metros de profundidad se producirá licuefacción.