

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**“MÉTODOS DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN  
DE LAS PRINCIPALES PROPIEDADES DINÁMICAS DE  
LOS SUELOS DE EL SALVADOR.”**

**PRESENTADO POR:**

**JOSÉ GUILLERMO BRAN SÁNCHEZ**

**RAFAEL ANTONIO GONZÁLEZ CRUZ**

**HUGO ALEJANDRO ORTIZ LANDAVERDE**

**PARA OPTAR AL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**CIUDAD UNIVERSITARIA, AGOSTO DE 2009**

[Escribir texto]

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

**MSc. RUFINO ANTONIO QUEZADA SÁNCHEZ**

SECRETARIO GENERAL :

**LIC. DOUGLAS VLADIMIR ALFARO CHÁVEZ**

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

**ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO**

SECRETARIO :

**ING. OSCAR EDUARDO MARROQUÍN HERNÁNDEZ**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

DIRECTOR :

**MSc. ING. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN**

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

**INGENIERO CIVIL**

Título:

**“MÉTODOS DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN  
DE LAS PRINCIPALES PROPIEDADES DINÁMICAS DE  
LOS SUELOS DE EL SALVADOR.”**

Presentado por:

**JOSÉ GUILLERMO BRAN SÁNCHEZ  
RAFAEL ANTONIO GONZÁLEZ CRUZ  
HUGO ALEJANDRO ORTIZ LANDAVERDE**

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

**ING. SUSAN ELIZABETH CAMPOS DE ORELLANA  
ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO  
LIC. NELSON GOMEZ CEDILLOS**

San Salvador, Agosto de 2009

[Escribir texto]

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docentes Directores:

**ING. SUSAN ELIZABETH CAMPOS DE ORELLANA**

**ING. ADRY VIVINA FLORES ALVARADO**

**LIC. NELSON GOMEZ CEDILLOS**

[Escribir texto]

## **DEDICATORIA**

**A DIOS NUESTRO CREADOR:** Por permitirme culminar este trabajo de graduación a pesar de los obstáculos presentados en el camino, con El todo es posible porque El todo lo puede.

**A MI FAMILIA:** Por la paciencia y comprensión prestada a mí y a mis compañeros durante las horas de trabajo en casa.

**A MIS AMIGOS:** Por la fuerza y el apoyo incondicional que supieron brindarme, gracias por la inspiración que me daban día con día.

Guillermo Bran

## **DEDICATORIA**

**A MI PADRE CELESTIAL:** Por guiarme en cada paso de mi vida y enseñarme a través de cada problema a ser fuerte, sin su ayuda nada de lo que he logrado hubiera sido posible, a Él sea la gloria.

**A MI ABUELA:** Fue y será mi inspiración y un ejemplo a seguir cada día de mi vida, te estoy muy agradecido por haberme brindado los mejores años de tu vida.

**A MI MADRE:** Por apoyarme incondicionalmente en coronar mi carrera desde los primeros años de mi vida, pero sobre todo por el amor y cuidados que siempre me ha dado.

**A MI FAMILIA:** Por su apoyo y comprensión cuando más lo necesite.

**A MI NOVIA Y A SU FAMILIA:** Por la paciencia que me brindaron durante las horas que trabaje en su casa, así como su comprensión y apoyo.

**A MIS COMPAÑEROS:** Con los que conviví gran parte de mi carrera y especialmente a los compañeros de tesis, gracias por su amistad y comprensión durante estos años.

Rafael Antonio Cruz

## **DEDICATORIA**

**A TI MI DIOS TODOPODEROSO;** por fortalecer mi espíritu y darme fuerzas en todo momento y especialmente cuando las cosas no eran fáciles, para vencer así todo obstáculo y llegar hasta este momento glorioso, gracias mil gracias.

**A MIS PADRES; Angel Ortiz,** Por todo el apoyo que me has dado en este largo camino, el sacrificio que incondicionalmente realizaste para permitirme conquistar esta meta, así como sus consejos y aliento que día a día me brindaba. A mi mamá **Rosa Elba de Ortiz**, a ti mamá por darme todo tu apoyo y tu amor en la vida y estar a mi lado alentándome y fortaleciéndome siempre. Mil gracias.

**A ROSA LIDIA DELGADO,** ¡Mi amorcito! tu amor, comprensión y paciencia, me han fortalecido e inspirado para seguir adelante en mi meta, hoy al llegar a este momento solo me queda decirte que esto es tuyo también.

**A MIS HERMANOS Y HERMANAS,** quienes me han apoyado en multitud de maneras y les estoy agradecido por su comprensión y cariño que de ustedes he recibido.

**A TODA MI FAMILIA;** que de muchas formas me han apoyado, gracias.

**A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS;** por ayudarme cuando los necesite y por brindarme su amistad. Y sobre todo a mis compañeros de tesis que aunque tuvimos dificultades y diferencias lo superamos poniendo este trabajo de graduación por encima de cualquier argumento particular.

Hugo Alejandro Ortiz

## **AGRADECIMIENTOS**

Se agradece a las asesoras del presente trabajo de graduación: Ing. Susan Campos, Ing. Adry Flores por su colaboración, tiempo y apoyo prestados a lo largo del desarrollo de esta investigación. Las más sinceras muestras de agradecimiento al asesor externo de la Escuela de Física de la Facultad de Ciencias Naturales de la Universidad de El Salvador: Lic. Nelson Cedillos por sus valiosas observaciones que contribuyeron a darle calidad y autenticidad a la investigación documentada.

Se agradece al Ing. Miguel Landaverde, Jefe del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador, por prestar su valioso tiempo y por dar su apoyo incondicional en la búsqueda de nuevas propuestas para el mejoramiento del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura.

A la Ing. Leslie Mendoza, docente del departamento de Geotecnia de la Escuela de Ingeniería Civil por colaborar con documentación importante y por servir de vínculo con algunos proveedores del equipo de pruebas dinámicas.

A las distribuidoras de equipo de pruebas dinámicas: OXGASA S.A de C.V, Inversiones Gamma S.A de C.V, CORESA S.A de C.V que otorgaron información valiosa para la realización del capítulo IV de esta investigación.



## INDICE

<b>SIMBOLOGIA .....</b>	<b>XXIV</b>
<b>CAPITULO I: GENERALIDADES</b>	
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 ANTECEDENTES.....	1
1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	3
1.4 OBJETIVOS.....	4
1.4.1 OBJETIVO GENERAL.....	4
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
1.5 ALCANCES.....	4
1.6 LIMITACIONES.....	5
1.7 JUSTIFICACIÓN.....	5
<b>CAPITULO II: FUNDAMENTOS DE LA DINÁMICA DE SUELOS</b>	
2.1 INTRODUCCIÓN.....	8
2.2 DEFINICIÓN Y ANTECEDENTES DE LA DINÁMICA DE SUELOS.....	9
2.2.1 IMPORTANCIA DE LA DINÁMICA DE SUELOS EN EL SALVADOR.....	13
2.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PROBLEMAS EN EL ÁREA DE LA DINÁMICA DE SUELOS.....	18
2.2.3 PROBLEMAS DE LA DINÁMICA DE SUELOS.....	20
2.2.4 TIPOS DE SOLICITACIONES DINÁMICAS.....	28
2.2.5 TEORÍA DE REFRACCIÓN Y REFLEXIÓN DE ONDAS.....	35
2.3 ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.....	42
2.3.1 ESFUERZOS EN EL SUELO EN ESTADO NATURAL.....	47
2.3.2 ESFUERZOS DEBIDOS A CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS.....	51

2.3.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO ANTE CARGAS CÍCLICAS.....	64
2.4 PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO.....	77
2.4.1 MODULO DINÁMICO DE CORTANTE DEL SUELO O MODULO DE RIGIDEZ DE RIGIDEZ DEL SUELO (G).....	77
2.4.2 RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO ( $\xi$ ).....	85
2.4.3 PARÁMETROS QUE AFECTAN AL MODULO DE RIGIDEZ A CORTANTE (G) Y CORTANTE (G) AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO ( $\xi$ ).....	90
2.4.4 VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE ( $V_s$ ).....	96
2.4.5 MODULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO ( $E_s$ ) Y DINÁMICO ( $E_d$ ) DEL SUELO DEL SUELO.....	101
2.4.6 MÓDULO DE POISSON DEL SUELO ( $\nu$ ).....	106
2.4.7 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL VALOR DEL MÓDULO DE MODULO DE ELASTICIDAD ( $E_s$ ) Y LA RELACIÓN DE POISSON ( $\nu$ ).....	110
<b>CAPITULO III: ENSAYOS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DINAMICAS DINAMICAS DEL SUELO.</b>	
3.1 INTRODUCCIÓN.....	116
3.2 PRUEBAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE SUELO.....	117
3.3 PRUEBAS DINÁMICAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO.....	117
3.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS.....	128
3.5 NORMAS RELACIONADAS A LAS PRUEBAS DINÁMICAS.....	131
3.6 CALIDAD EN LA EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS EN LABORATORIO Y CAMPO Y CAMPO.....	135
3.7 PRUEBAS DE LABORATORIO.....	139
3.7.1 MÉTODO DE PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE MODULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO USANDO EL APARATO TRIAXIAL.....	

TRIAxIAL CÍCLICO. (BASADA EN ASTM D 3999 – 91, RE APROBADA EN 1996).....140

3.7.2 MÉTODo DE PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA FUERZA TRIAXIAL CÍCLICA CON CARGA CONTROLADA DEL SUELO. (BASADA EN ASTM D 5311 – 92, REAPROBADA EN 1996).....185

3.7.3 MÉTODo DE PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DEL MODULO DINÁMICO AL ESFUERZO CORTANTE (G) Y LA RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\xi$ ) DEL SUELO MEDIANTE LA COLUMNA RESONANTE. (BASADO EN ASTM D 4015 – 92, ÚLTIMA REVISIÓN 2000).....225

3.7.4 PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DEL MODULO DINÁMICO AL ESFUERZO CORTANTE (G) Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\xi$ ) DEL SUELO USANDO EL APARATO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO. ....277

3.8 PRUEBAS DE CAMPO.....305

3.8.1 MÉTODo DE PRUEBA PARA EL ENSAYO DE POZO CROSS-HOLE. (BASADA EN ASTM D4428 / 4428M-00).....306

3.8.2 GUÍA PARA EL USO DEL MÉTODo DE REFRACCIÓN SÍSMICA EN LA EXPLORACIÓN SUB SUPERFICIAL. (SEGÚN ASTM D 5777-95, REAPROBADA EN 1998 Y TESIS “SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS DEPÓSITOS DE SUELO DEL AREA DE CAÑAVERALEJO, CAÑAVERALEJO CALI, COLOMBIA”)..... 307

**CAPITULO IV: PROPUESTA DE EQUIPAMIENTO PARA LAS PRUEBAS:  
 TRIAXIAL CÍCLICA Y REFRACCIÓN SÍSMICA EN EL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE LA  
 UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.**

4.1 INTRODUCCION.....368

4.2 OBJETIVOS.....368

4.3 ALCANCES.....369

4.4 JUSTIFICACIÓN.....369

4.5 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PRUEBAS DE LA PROPUESTA.....	371
4.6 DESARROLLO DE LA PROPUESTA PARA LAS PRUEBAS DINÁMICAS EN DINAMICAS DE UN SUELO.....	374
4.6.1 EQUIPO.....	374
4.6.2 INFRAESTRUCTURA.....	393
4.6.3 RECURSO HUMANO.....	401
4.6.4 PRESUPUESTO DE LA PROPUESTA.....	408
<b>CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.</b>	
5.1 CONCLUSIONES.....	418
5.2 RECOMENDACIONES.....	421
GLOSARIO .....	423
BIBLIOGRAFÍA .....	425
ANEXOS.....	430

## INDICE DE FIGURAS

### CAPITULO II

Figura 2. 1 Lugar que ocupa la Dinámica de Suelos dentro de la Geotecnia. ....	10
Figura 2. 2 Mapa de Zonificación Sísmica para la República de El Salvador, Sept. 1993. ....	14
Figura 2. 3 Mapa de Susceptibilidad a la Licuefacción en El Salvador. ....	16
Figura 2. 4 Depósito horizontal de suelos sometido a una perturbación de corte. ....	18
Figura 2. 5 Colapso del puente Showa por desplazamiento lateral. Niigata, Japón 1964. ....	23
Figura 2. 6 Licuefacción de suelos en Tahuishco, Moyobamba Perú, sismo de 1990. ....	23
Figura 2. 7 Pérdida de capacidad portante del suelo. ....	24
Figura 2. 8 Deslizamiento en la presa de San Fernando, terremoto de 1971. ....	24
Figura 2. 9 Modificación del movimiento del suelo debido a la presencia de una determinada estructura.....	27
Figura 2.10 Mecanismo de interacción suelo-pilote durante la aplicación de cargas sísmicas. ....	28
Figura 2.11 Esquematación de una maquina con un problema de desbalance y su modo de vibrar. ....	30
Figura 2.12 Máquina reciprocante. ....	31
Figura 2.13 Máquina de impacto. ....	31
Figura 2.14 Turbina generadora de energía. ....	32
Figura 2.15 Torre de radar. ....	32
Figura 2.16 Solicitación accidental del tipo sísmico y su efecto sobre una estructura. ....	33
Figura 2.17 Solicitación accidental del tipo explosiva y los efectos que ocasiona. ....	34
Figura 2.18 Solicitación accidental debido al oleaje la cual genera esfuerzos producidos por el ascenso y el ascenso y choque de la masa de agua a una estructura. ....	35
Figura 2.19 Dilatación y compresión que provoca el paso de una onda P en un perfil de suelo ....	36
Figura 2.20 Forma de desplazamiento de una onda S en el suelo. ....	36
Figura 2.21 Movimiento elíptico descrito por las partículas en una onda Rayleigh ....	37
Figura 2.22 Deformación del suelo por el paso de una onda superficial Rayleigh ....	37
Figura 2.23 Trayectoria de una onda Love paralela a la superficie de la tierra. ....	38
Figura 2.24 Ondas superficiales Love. ....	38
Figura 2.25 Fenómeno de reflexión y refracción de ondas al incidir con un estrato de diferentes. ....	39
Figura 2.26 Reflexión y refracción de una onda incidente en el suelo. ....	40
Figura 2.27 Onda reflejada y el ángulo $\theta_e$ formado con respecto a la normal a la superficie. ....	41
Figura 2.28 Refracción de ondas. ....	42
Figura 2.29 Estado general de esfuerzos en un elemento de suelo ....	44

Figura 2.30 Esfuerzos principales en un elemento de suelo homogéneo, isotrópico y elástico..	45
Figura 2.31 Naturaleza de las cargas estáticas y dinámicas aplicadas a una viga a) problema estático, b) estático, b) problema dinámico.....	46
Figura 2.32 Comportamiento de esfuerzos en estado natural en una porción de suelo.....	47
Figura 2.33 Fase líquida y sólida en un elemento de suelo.....	48
Figura 2.34 Naturaleza de los esfuerzos totales, efectivos y neutros en un estrato de suelo.....	49
Figura 2.35 Elemento de suelo sometido a la condición de esfuerzos en estado natural, esfuerzo vertical $\sigma_v$ , vertical $\sigma_v$ , y esfuerzo horizontal $\sigma'_h$ .....	50
Figura 2.36 (a) Variación del esfuerzo vertical sobre un plano horizontal a una profundidad z, (b) Variación del esfuerzo vertical con la profundidad debajo del centro de la del centro de la cimentación.....	51
Figura 2.37 Esfuerzos $\Delta\sigma_r$ y $\Delta\sigma_z$ inducidos en un punto M debidos a la aplicación de una carga puntual en puntual en la superficie. ....	52
Figura 2.38 Esfuerzos principales bidimensionales para obtener el esfuerzo normal y cortante en cualquier en cualquier plano AB. ....	54
Figura 2.39 Comportamiento de un estrato de arcilla saturada bajo un incremento gradual de carga de carga estática.....	56
Figura 2.40 Transmisión de ondas en un medio elástico semiinfinito. ....	58
Figura 2.41 Columna de suelo activada por un sismo.. ....	59
Figura 2.42 Análisis del equilibrio de un elemento pequeño en un cuerpo elástico, homogéneo e isotrópico e isotrópico.....	61
Figura 2.43 Comportamiento de muestras cilíndricas de suelo al ser sometidas a cargas cíclicas.. ....	64
Figura 2.44 Condiciones de esfuerzo durante la prueba de Columna resonante.....	98
Figura 2.45 Principio del ensayo monoaxial edométrico. ....	105
Figura 2.46 Efecto de la aplicación de carga en una dirección del elemento sobre las demás direcciones direcciones .....	106

### CAPITULO III

Figura 3.1 Rango de deformación angular de pruebas dinámicas de campo y laboratorio. ....	120
Figura 3.2 Vista simplificada de la solitud lateral de la muestra bajo condiciones de corte simple.....	122
Figura 3.3 Estado de esfuerzos en el espécimen antes, durante y después de la falla. a) Frontera rígida, b) Frontera b) Frontera flexible.....	123
Figura 3.4 Esquema de los componentes de una cámara triaxial cíclica. ....	124

Figura 3.5 Representación de la prueba cross-hole con dos (a) y con tres (b) perforaciones.....	126
Figura 3.6 Dimensiones de puntas de conos de penetración.....	127
Figura 3.7 Títulos correspondientes a una norma de método de prueba y a una práctica..	132
Figura 3.8 Representación esquemática de la prueba triaxial cíclica de carga o deformación - controlada- controlada..	141
Figura 3.9 Cámara de presión Triaxial Cíclica Típica.	146
Figura 3.10 Sistemas de conexión de la barra de carga al cabezal superior.	148
Figura 3.11 Límites en la alineación aceptables del cabezal superior y de la barra de carga: a) excentricidad, b) paralelismo, (c) excentricidad entre el cabezal superior y la muestra la muestra.	149
Figura 3.12 Sistema electro-hidráulico de circuito cerrado; el cual consta de un bastidor de carga con un actuador neumático servocontrolado, una cámara de ensayo triaxial, panel de control triaxial y un sistema de control y adquisición de datos..	151
Figura 3.13 Celdas de carga utilizadas para medir variaciones de fuerza en la barra de carga.	151
Figura 3.14 Tipos de transductores de deformación axial.....	152
Figura 3.15 Panel de control principal Tri-Flex2. El sistema actúa como un medidor y controlador de la presión, por medio de tres reguladores de presión controlados individualmente - uno para la presión de confinamiento o de celda; otro para la presión inferior o de poro/cabeza; y otro para la presión superior o contrapresión/cola.....	153
Figura 3.16 Transductor electrónico para la medición de la presión de poro.	154
Figura 3.17 Esquema de distribución de algunos de los sensores instalados en el equipo triaxial cíclico.	155
Figura 3.18 Unidad de Cambio Volumétrico de Doble Bureta (Método Manual).....	156
Figura 3.19 a) cabezal y b) base del espécimen para un ensayo triaxial cíclico.....	157
Figura 3.20 Discos porosos para el ensayo triaxial cíclico.	158
Figura 3.21 Extractor de muestras.....	159
Figura 3.22 Tanque de Desaeración de Agua Tri-Flex 2.....	159
Figura 3.23 Diferentes accesorios que se utilizan en el ensayo triaxial cíclico.	160
Figura 3.24 Método de aplicación de vacío a una muestra de suelo para la prueba triaxial cíclica.....	169
Figura 3.25 Definición de error absoluto.	177
Figura 3.26 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo.	183
Figura 3.27 Representación esquemática del equipo de prueba de fuerza triaxial cíclica de carga- controlada.....	191
Figura 3.28 Esquema de la cámara triaxial cíclica.	192

Figura 3.29 Límites en la alineación aceptable de los cabezales y la barra de carga: (a) excentricidad, (b) (a) excentricidad, (b) paralelismo.....	193
Figura 3.30 Conjunto de ensayo triaxial cíclico para el control y medición de la carga aplicada.....	196
Figura 3.31 Transductor y potenciómetro para medición de deformación axial. ....	197
Figura 3.32 Unidad de Cambio Volumétrico de Doble Bureta (Método Manual).....	198
Figura 3.33 a) cabezal del espécimen y b) base del espécimen. ....	199
Figura 3.34 Discos porosos para el ensayo triaxial cíclico. ....	199
Figura 3.35 Extractor de muestras.....	201
Figura 3.36 Tanque de Desaeración de Agua Tri-Flex 2.....	201
Figura 3.37 Diferentes accesorios que se utilizan en el ensayo triaxial cíclico. ....	202
Figura 3.38 Diagrama esquemático del aparato; columna resonante. ....	229
Figura 3.39 Aparato de la columna resonante montado con todos los accesorios incluyendo el espécimen el espécimen .....	232
Figura 3.40 Placa vibratoria que consta de cuatro bobinas generadores de fuerza magnética en la columna en la columna resonante.....	234
Figura 3.41 Detalle de una bobina.....	235
Figura 3.42 Espécimen de suelo revestido con la membrana de goma látex, anillos de hule y los de hule y los dispositivos de medición .....	253
Figura 3.43 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo.. ....	276
Figura 3.44 Esquema general del equipo de corte simple modificado para la ejecución de la prueba de la prueba de corte simple cíclico. ....	281
Figura 3.45 Modelo de equipo de corte simple cíclico. ....	282
Figura 3.46 Contenedor de muestra tipo cambridge para la prueba de corte simple cíclico. ....	282
Figura 3.47 Celda de carga de 15 KN para medir variaciones de fuerza del cilindro pistón. ....	284
Figura 3.48 Transductores LVDT para medición de desplazamientos, tipo IT y tipo PD. ....	285
Figura 3.49 Discos porosos.....	286
Figura 3.50 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo para la prueba de la prueba de corte simple cíclico. ....	301
Figura 3.51 Equipo básico para una prueba cross-hole con fuente mecánica. ....	310
Figura 3.52 a) transductores con carrizos incorporados, b) cubierta con vejiga expansible para fijar el para fijar el transductor a la elevación apropiada. ....	312
Figura 3.53 Registro en el osciloscopio del tiempo de viaje de dos receptores para una fuente mecánica, mecánica. ....	314
Figura 3.54 Arreglo lineal y espaciamiento entre las perforaciones tanto para fuente como para receptores en una receptores en una prueba Cross-hole.....	315



Figura 3.55 Introducción de la lechada utilizando un arreglo por el centro de la perforación..	317
Figura 3.56 Introducción de la lechada utilizando un arreglo por el costado de la perforación.	317
Figura 3.57 Ubicación de la fuente de energía y de los receptores.....	319
Figura 3.58 Gráfico Amplitud vrs tiempo. Muestra la señal obtenida de una fuente sísmica de impulso reversible impulso reversible que genera tanto trenes de ondas P como S.....	321
Figura 3.59 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo para la prueba de la prueba de pozo Cross-hole.....	330
Figura 3.60 Trayectoria directa y refractada entre dos perforaciones.....	334
Figura 3.61 Disposición en campo del sismógrafo de doce canales con sus respectivos geófonos conectados, así como la trayectoria de ondas sísmicas directas y refractadas en un sistema de capas suelo/ roca ( $\alpha_c$ = ángulo crítico).....	342
Figura 3.62 Geófonos para la medición de a) ondas primarias y b) ondas secundarias.....	344
Figura 3.63 Martillo de trineo como fuente de energía sísmica comúnmente usada en pruebas de refracción pruebas de refracción sísmica, y su cable que va conectado al sismógrafo..	345
Figura 3.64 Placa metálica de 15x15x1.5 utilizada para realzar las ondas P.....	348
Figura 3.65 Sismógrafo de 7 canales para conectar igual número de geófonos con rango de frecuencias de frecuencias de 0 – 512 Hz, utilizado para inspección de refracción sísmica .....	349
Figura 3.66 Detección de los primeros arribos en registro sísmico.....	350
Figura 3.67 Uso de cinta métrica de 50 m para colocar los geófonos en el perfil de exploración..	356
Figura 3.68 Proceso de generación de ondas sísmicas: a) Ondas P mediante un golpe ejecutado con ejecutado con martillo a una placa de 15x15x1.5cm.....	358
Figura 3.69 Ejemplo de registro de datos durante la prueba de refracción sísmica.....	359
Figura 3.70 (a) rayos sísmicos y (b) Tiempo-Distancia trazados para dos capas de suelo con límites suelo con límites paralelos.....	361

## CAPITULO IV

Figura 4.1 Cámara triaxial para presiones de trabajo máximas de 1700 Kpa.....	375
Figura 4.2 Equipo de carga cíclica en conjunto con la cámara triaxial.....	376
Figura 4.3 Sismógrafo de exploración marca GEOMETRICS para la prueba de Refracción Sísmica Sísmica.....	390
Figura 4.4 Disposición actual del equipo y áreas de trabajo en las instalaciones del Laboratorio de Suelos y de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador, año 2009.....	397
Figura 4.5 Áreas de trabajo del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador, año El Salvador, año 2009.....	398

**INDICE DE ESQUEMAS.****CAPITULO III**

Esquema 3.1 Estructura del método de prueba Triaxial Cíclico. ....	140
Esquema 3.2 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico. ....	162
Esquema 3.3 Estructura del método de prueba Triaxial Cíclico. ....	185
Esquema 3.4 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico. ....	203
Esquema 3.5 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico. ....	204
Esquema 3.6 Estructura del método de prueba “columna resonante”.....	225
Esquema 3.7 Representación esquemática del procedimiento para la prueba columna resonante. ....	237
Esquema 3.8 Estructura de la prueba de corte simple cíclico. ....	277
Esquema 3.9 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba cross-hole.....	287
Esquema 3.10 Estructura del método de prueba Cross-hole.....	306
Esquema 3.11 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba cross-hole cross-hole. ....	314
Esquema 3.12 Representación grafica de las partes componentes de la guía de refracción sísmica. ....	337
Esquema 3.13 Estructura del procedimiento para una inspección por refracción sísmica. ....	351

**CAPITULO IV**

Esquema 4.1 Organigrama del recurso humano actual del laboratorio de Suelos y Materiales de la y Materiales de la Universidad de El Salvador (2009). ....	402
Esquema 4.2 Organigrama del recurso humano con la introducción de las pruebas dinámicas en el dinámicas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador El Salvador. ....	403

**INDICE DE TABLAS.****CAPITULO II**

Tabla 2.1 Principales antecedentes de la Dinámica de Suelos a nivel mundial.....	12
Tabla 2.2 Principales antecedentes de la Dinámica de Suelos en El Salvador.....	13
Tabla 2.3 Algunos Fenómenos de Licuación registrados en el País.....	15
Tabla 2.4 Tipos de inestabilidad estructural originados por fenómenos de licuación.....	25
Tabla 2.5 Cambios en las características del suelo con la deformación de corte.....	65
Tabla 2.6 Comparación de los modelos de comportamiento del suelo: Equivalente lineal, Hardin-lineal, Hardin-Drnevich y Ramberg-Osgood.....	76
Tabla 2.7 Intervalos de amplitud de deformación $\epsilon$ .....	79
Tabla 2.8 Valores del coeficiente K.....	85
Tabla 2.9 Parámetros que afectan al Módulo de Rigidez (G).....	95
Tabla 2.10 Valores representativos de la relación de Poisson ( $\nu$ ) y Módulos de Elasticidad Estáticos $E_s$ y Dinámicos $E_d$ en diferentes tipos de roca.....	109
Tabla 2.11 Valores representativos de la relación de Poisson ( $\nu$ ) y Módulo de Elasticidad (E) para distintos tipos de suelos.....	110

**CAPITULO III**

Tabla 3.1 Principales ventajas y desventajas de las técnicas de campo y laboratorio que miden las propiedades dinámicas del suelo.....	128
Tabla 3.2 Principales tipos de estándares desarrollados por ASTM.....	131
Tabla 3.3 Grupos principales de normativas desarrolladas por UNE.....	133
Tabla 3.4 Resultados de la resistencia triaxial dinámica.....	223
Tabla 3.5 Valores típicos requeridos para la resistencia triaxial cíclica del suelo para evaluar los resultados de una serie de pruebas dinámicas.....	223
Tabla 3.6 Guía para tiempo mínimo de reposo en diferentes tipos de suelos.....	290
Tabla 3.7 Densidad del medio y dosificación de los componentes para la mezcla de lechada.....	318
Tabla 3.8 Tabulación de datos obtenidos en la prueba cross-hole.....	327
Tabla 3.9 Velocidad aparente de ondas S en función del espaciado de las perforaciones.....	332
Tabla 3.10 Rango de velocidades para las ondas de compresión en suelo y roca.....	340
Tabla 3.11 Tipos de perfiles de suelo en base a las velocidades de ondas de corte según la "Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador 1994".....	341

Tabla 3.12 Descripción de las fuentes sísmicas de impacto .....	346
Tabla 3.13 Tipos de fuentes explosivas utilizadas en la prueba de refracción sísmica. ....	347
Tabla 3.14 Determinación de la longitud de la línea de exploración (metros), en función de la cantidad de canales y separación de los geófonos en una prueba de refracción sísmica. ....	356
Tabla 3.15 Cuadro con valores de tiempo para los primeros arribos de ondas detectadas en cada uno de los siete geófonos, a partir del punto de disparo.....	365

## CAPITULO IV

Tabla 4.1 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección de la cámara triaxial. ....	375
Tabla 4.2 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del equipo de carga cíclica. ....	376
Tabla 4.3 Especificaciones técnicas para el equipo de registro analógico. ....	377
Tabla 4.4 Especificaciones técnicas para el equipo de registro digital. ....	377
Tabla 4.5 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del transductor de carga sumergible. ....	378
Tabla 4.6 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del transductor de desplazamiento. ....	379
Tabla 4.7 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del dispositivo de control y medición de presión y vacío. ....	379
Tabla 4.8 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del transductor de medición del cambio de volumen. ....	380
Tabla 4.9 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del dispositivo de medición de la presión de poros. ....	380
Tabla 4.1 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para el cabezal y base del espécimen. ....	381
Tabla 4.11 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para los discos porosos. ....	381
Tabla 4.12 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para el papel filtro. ....	382
Tabla 4.13 Especificaciones técnicas en base a norma ASTM D5777 para geófonos usados en la prueba de refracción sísmica. ....	382
Tabla 4.14 Especificaciones técnicas en base a norma ASTM D5777 para fuentes de energía usados en la prueba de Refracción Sísmica. ....	383

Tabla 4.15 Especificaciones técnicas del fabricante para la cámara triaxial. ....	384
Tabla 4.16 Especificaciones técnicas del fabricante para el equipo de carga cíclica. ....	384
Tabla 4.17 Especificaciones técnicas del fabricante para el transductor de carga sumergible. ....	385
Tabla 4.18 Especificaciones técnicas del fabricante para el transductor de desplazamiento. ....	386
Tabla 4.19 Especificaciones técnicas del fabricante para el dispositivo de control y medición de presión y de presión y vacío.....	386
Tabla 4.20 Especificaciones para el transductor de medición del cambio de volumen. ....	387
Tabla 4.21 Especificaciones técnicas del fabricante para dispositivo de medición de presión de poros presión de poros.....	387
Tabla 4.22 Especificaciones técnicas del fabricante para el sistema de desaireación del agua. ....	388
Tabla 4.23 Especificaciones técnicas para el sísmógrafo usado en la prueba de refracción sísmica. ....	389
Tabla 4.24 Especificaciones técnicas para geófonos verticales usados en la prueba de refracción sísmica. refracción sísmica.....	390
Tabla 4.25 Especificaciones técnicas para geófonos horizontales usados en la prueba de refracción refracción sísmica.....	391
Tabla 4.26 Especificaciones técnicas para el cable de geófono usado en la prueba de refracción sísmica refracción sísmica. ....	391
Tabla 4.27 Especificaciones técnicas para cable de extensión usados en la prueba de refracción sísmica refracción sísmica.....	392
Tabla 4.28 Especificaciones técnicas para el interruptor del martillo usado para la prueba de refracción prueba de refracción sísmica. ....	392
Tabla 4.29 Especificaciones técnicas para la placa de impacto usada en la prueba de refracción sísmica refracción sísmica.....	392
Tabla 4.30 Especificaciones técnicas para la batería usada durante la prueba de refracción.....	393
Tabla 4.31 Requerimientos de alimentación y frecuencia para los diversos equipos de la prueba Triaxial de la prueba Triaxial cíclica. ....	399
Tabla 4.32 Costo del equipo Triaxial Cíclico.....	408
Tabla 4.33 Costos de mantenimiento del equipo de ensayo Triaxial Cíclico. ....	412
Tabla 4.34 Costo de capacitación de recurso humano. ....	413
Tabla 4.35 Costos del equipo de Refracción sísmica. ....	414
Tabla 4.36 Costos de mantenimiento para equipo de Refracción Sísmica. ....	415
Tabla 4.37 Costo total de la propuesta de equipamiento. ....	416

## INDICE DE GRAFICOS.

### CAPITULO II

Gráfico 2.1 Amplitud permisible de vibración vertical en función de la frecuencia (Richart, 1962).....	26
Gráfico 2.2 Variación del módulo de rigidez a cortante (G) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) con la deformación de corte ( $\gamma$ ).....	66
Gráfico 2.3 Curva de histéresis del suelo que describe su comportamiento ante cargas cíclicas simétricas.....	68
Gráfico 2.4 Curvas esfuerzo-deformación para diferentes tipos de suelos.....	70
Gráfico 2.5 Parámetros básicos de curvas esfuerzo-deformación hiperbólicas.....	72
Gráfico 2.6 Curvas de Ramberg-Osgood para arena y arcilla.....	75
Gráfico 2.7 Ciclo de histéresis esfuerzo-deformación del suelo.....	77
Gráfico 2.8 Esfuerzo cortante vs. Distorsión angular del suelo.....	78
Gráfico 2.9 Módulo de rigidez al cortante para arenas (Seed e Idriss, 1970).....	82
Gráfico 2.10 Comparación entre $G/G_{máx}$ y deformación cortante $\gamma$ .....	84
Gráfico 2.11 Amortiguamiento a partir del ciclo de histéresis esfuerzo-deformación.....	87
Gráfico 2.12 Relación de amortiguamiento vs deformación angular para suelos arcillosos (Kokusho et al, 1982).....	88
Gráfico 2.13 Amortiguamiento para arenas (Seed e Idriss, 1970).....	89
Gráfico 2.14 Amortiguamiento para arcillas saturadas (Seed e Idriss, 1970).....	90
Gráfico 2.15 Variación del módulo de corte en función de la tensión de confinamiento, del índice de plasticidad y la deformación cíclica de corte.....	91
Gráfico 2.16 Variación del módulo de corte en función del grado de sobreconsolidación del suelo y del $\gamma$ y del índice de plasticidad y la deformación.....	93
Gráfico 2.17 Cambios en el módulo y altura con el tiempo para arcillas a presión confinante constante constante.....	94
Gráfico 2.18 Determinación de los módulos de elasticidad a partir de las graficas de esfuerzo-deformación a) Módulo de elasticidad medio $E_m$ , b) Módulo de elasticidad tangente $E_t$ y c) Módulo de elasticidad secante $E_s$ .....	102
Gráfico 2.19 Esfuerzo-deformación en un ensayo cíclico para un suelo.....	103
Gráfico 2.20 Determinación del Coeficiente de Poisson a partir de las graficas de esfuerzo-deformación.....	108
Gráfico 2.21 Influencia de la Presión de confinamiento sobre la Pendiente de la Curva Esfuerzo- Deformación de Suelos.....	111

Gráfico 2.22 Influencia que ejerce el amasado sobre la relación esfuerzo-deformación en una arcilla en una arcilla.....	112
Gráfico 2.23 Variación de la resistencia a compresión simple en función de la forma y tamaño de la probeta.....	113

### CAPITULO III

Gráfico 3.1 Estudio comparativo de la resistencia dinámica de las arenas [Horn, 1979].....	118
Gráfico 3.2 Diagrama esquemático del lazo típico de histéresis generado por el ensayo Triaxial Cíclico. ....	143
Gráfico 3.3 Definiciones relacionadas a carga cíclica. ....	148
Gráfico 3.4 Tolerancias de diferentes formas sinusoidales aceptables e inaceptables de la onda de carga para las pruebas triaxiales cíclicas de carga controlada.....	150
Gráfico 3.5 Ejemplos de las formas sinusoidales aceptables e inaceptables de la onda de carga para las pruebas de fuerza triaxial cíclica.....	194
Gráfico 3.6 Valores del factor de frecuencia adimensional ( $F$ ) en función de ( $T$ ) y ( $P$ ). ....	264
Gráfico 3.7 Factores de deformación para determinar la resonancia del movimiento (a) en el extremo activo (b) en el extremo pasivo.....	267
Gráfico 3.8 Factores de amortiguamiento para la resonancia determinada del movimiento (a) en el extremo activo (b) en el extremo pasivo.....	271
Gráfico 3.9 Aumento de la presión de poro hasta la falla para una arena bien graduada.....	302
Gráfico 3.10 Aumento de la deformación cortante con el número de ciclos después de la falla. ....	303
Gráfico 3.11 Gráfica de esfuerzo deformación para una arena .....	303
Gráfico 3.12 Gráfica de esfuerzo cortante contra esfuerzo vertical. ....	304
Gráfico 3.13 Curva de la variación de esfuerzo cortante dentro de un rango de amplitud constante vrs. número de ciclos. ....	304
Gráfico 3.14 Amplitud vrs. Tiempo para una fuente sísmica vibradora que produce solamente trenes de ondas S. $T_1$ y $T_2$ representan el tiempo de viaje de la onda S desde la fuente al receptor 1 y desde la fuente al receptor 2 respectivamente.....	321

**SIMBOLOGIA**

$E_d$	Módulo de Elasticidad Dinámico (Mpa)
$E_s$	Módulo de Elasticidad Estático (Mpa)
$G$	Módulo Dinámico al Esfuerzo Cortante (Mpa)
$\nu$	Relación de Poisson (adimensional)
$\xi$	Razón de Amortiguamiento (%)
$V_s$	Velocidad de ondas de corte (m/s)
$\tau$	Esfuerzo cortante ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\rho$	Densidad del suelo ( $\text{Kg/m}^3$ )
$T_s$	Período de vibración del suelo (s)
$\mu$	Presión de poros ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\sigma'$	Esfuerzo efectivo ( $\text{Kg/m}^2$ )
$A_{\text{máx}}$	Amplitud de vibración máxima (mm)
$f$	Frecuencia (Hz)
$P$	Onda primaria
$S$	Onda cortante
$\alpha_i$	Angulo incidente (radian)
$\alpha_R$	Angulo de Refracción (radian)
$V_i$	Velocidad de onda incidente (m/s)
$V_r$	Velocidad onda refractada (m/s)
$K$	Módulo de compresibilidad del suelo
$V_p$	Velocidad de ondas primarias (m/s)
$\sigma_1$	Esfuerzo principal mayor ( $\text{Kg/cm}^2$ )
$\sigma_2$	Esfuerzo principal intermedio ( $\text{Kg/cm}^2$ )
$\sigma_3$	Esfuerzo principal menor ( $\text{Kg/cm}^2$ )
$Y$	Profundidad (m)
$\sigma$	Esfuerzo total ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\gamma'$	Peso específico efectivo o sumergido ( $\text{Kg/m}^3$ )
$\gamma_{\text{sat}}$	Peso específico saturado del suelo ( $\text{Kg/m}^3$ )
$\gamma_w$	Peso específico del agua ( $\text{g/cm}^3$ )
$G_s$	Gravedad específica del suelo (adimensional)



$e$	Relación de vacíos (adimensional)
$\sigma_v$	Esfuerzo vertical ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\sigma'_h$	Esfuerzo vertical ( $\text{Kg/m}^2$ )
$K_o$	Coefficiente de tierra en reposo (adimensional)
OCR	Grado de Sobreconsolidación (adimensional)
$P_{\text{máx}}$	Tensión máxima ( $\text{Kg/m}^2$ )
$P_{\text{act}}$	Tensión actual ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\omega$	Frecuencia angular (rad/s)
$g$	Aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )
$u$	Desplazamiento en la dirección x
$v$	Desplazamiento en la dirección y
$w$	Desplazamiento en la dirección z
$\varepsilon_{vol}$	Expansión o compresión volumétrica (adimensional)
$\nabla$	Operador laplaciano
$\gamma$	Deformación cortante (mm)
$G_{\text{tan}}$	Módulo tangente de corte (Mpa)
$G_{\text{sec}}$	Módulo secante de corte (Mpa)
$G_o$	Módulo inicial de corte (Mpa)
$\Delta W$	Energía disipada (Kg-mm)
$W$	Energía máxima de deformación (Kg-mm)
$\sigma_o$	Esfuerzo confinante medio (grados)
$\varphi$	Angulo de fricción efectivo (grados)
$\gamma_R$	Deformación de referencia
$N$	Numero de ciclos (adimensional)
$C$	Cohesión (grados)
IP	Índice de plasticidad (adimensional)
$q_u$	Compresión no confinada ( $\text{Kg/cm}^2$ )
$\varepsilon$	Deformación unitaria del suelo (%)
$E_t$	Módulo tangente (Mpa)
$E_s$	Módulo secante (Mpa)
$\delta'_p$	Deformación permanente (mm)
$\delta_e$	Deformación Recuperable (mm)

$v_d$	Relación de Poisson dinámica (adimensional)
$C_u$	Cohesión no drenada (grados)
$E_m$	Módulo edométrico
$E_v$	Módulo de elasticidad vertical (Mpa)
$\sigma_{cp}$	contrapresión ( $\text{Kg/m}^2$ )
$\Delta u$	Cambio en la presión de poros
$B$	Parámetro de presión de Poro de Skepton (adimensional)
$P_s$	Corrección de la carga estática de la barra de carga (Kpa)
$M$	Masa de la barra de carga y del cabezal superior (Kg)
$\sigma'_{3c}$	Presión de consolidación ( $\text{Kpa/cm}^2$ )
$A_r$	Área de la sección transversal de la barra de carga ( $\text{cm}^2$ )
$\sigma_3$	Presión de confinamiento ( $\text{Kg/cm}^2$ )
$SR$	Relación de esfuerzos requerida (adimensional)
$A_c$	Área del espécimen después de la consolidación ( $\text{mm}^2$ )
$L_{SA}$	Deformación de una sola amplitud
$\epsilon_{SA}$	Deformación axial de una sola amplitud (%)
$L_S$	Longitud del espécimen (cm)
$\omega$	Contenido de agua (%)
$W_{agua}$	Peso del agua en el espécimen (g)
$W_{sólidos}$	Peso de las partículas sólidas (g)
$V_s$	Volumen de los sólidos ( $\text{mm}^3$ )
$\rho_{agua}$	Densidad del agua ( $\text{mg/m}^3$ )
$e_0$	Relación de vacíos inicial (adimensional)
$V_v$	Volumen de vacíos ( $\text{cm}^3$ )
$S$	Grado de saturación (%)
$\gamma_d$	Peso específico seco inicial del suelo ( $\text{Kg/m}^3$ )
$H_c$	Altura del espécimen después de la consolidación (mm)
$H_0$	Altura inicial del espécimen (mm)
$\Delta H$	Cambio en la altura del espécimen al final de la consolidación (mm)
$\Delta V_{sat}$	Cambio en el volumen del espécimen durante la saturación ( $\text{mm}^3$ )
$V_o$	Volumen inicial del espécimen ( $\text{cm}^3$ )

$\Delta H_s$	Cambios en la altura del espécimen durante la saturación (mm)
$L_{DA}$	Doble amplitud de carga
$S_{DA}$	Doble amplitud de deformación
$\sigma_c$	Esfuerzo cíclico pico en compresión (KN/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_e$	Esfuerzo cíclico pico en tensión (Kpa)
$\sigma_a$	Promedio de esfuerzos axiales cíclicos de una sola amplitud (Kpa)
$\epsilon_c$	Deformación unitaria axial en compresión (%)
$\delta_c$	Deformación axial cíclica en compresión (%)
$\epsilon_e$	Deformación unitaria axial en tensión (%)
$\delta_e$	Deformación axial cíclica en tensión (mm)
$\epsilon_{da}$	Deformación unitaria axial de doble amplitud (%)
$u_{max}$	Máximo exceso inducido en la presión de poros (Kpa)
$U$	Relación cíclica de la presión de poros (adimensional)
$\xi_L$	Relación de amortiguamiento longitudinal (%)
$\xi_T$	Relación de amortiguamiento a cortante (%)
$M_p$	Masa de la placa del extremo pasivo (Kg)
$J_p$	Inercia rotacional de la placa del extremo pasivo (Kg-m <sup>2</sup> )
$M_A$	Masa de la placa del extremo activo (Kg)
$J_A$	Inercia rotacional de la placa del extremo activo (Kg-m <sup>2</sup> )
$ADC_{oL}$	Coficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento longitudinal (Kg-Hz)
$ADC_{oT}$	Coficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento torsional (Kg-Hz)
$f_{oL}$	Frecuencia resonante del aparato, para vibración longitudinal (Hz)
$f_{oT}$	Frecuencia resonante del aparato, para la vibración torsional (Hz)
$\delta_{L,T}$	Decremento logarítmico longitudinal o torsional
$A_I$	Amplitud de vibración para el primer ciclo (mm)
$A_{n+1}$	Amplitud para (n + 1) ciclo (mm)
$D_S$	Profundidad de la fuente sísmica (m)
$D_G$	Profundidad del geófono (m)
$v_a$	Velocidad aparente (m/s)
$t_i$	Tiempo de la intercepción (s)

[Escribir texto]

# **CAPITULO I:**

# **GENERALIDADES**

## 1.1 INTRODUCCIÓN.

Para el desarrollo de este trabajo se tomaron en cuenta los antecedentes de investigaciones similares que han sido realizadas, las cuales conllevaron a definir una buena solución para un problema específico. Para nuestro caso se presenta la necesidad de caracterizar el comportamiento dinámico de los suelos a partir de métodos directos e indirectos, ya que para esto generalmente se usan correlaciones empíricas como por ejemplo las Ecuaciones de Michigan, Hardin y Drnevich, Seed e Idriss.

Tomando de base lo anterior, se ha estructurado el actual trabajo de investigación para alcanzar los objetivos planteados, es decir, contar con métodos de prueba de laboratorio y de campo para determinar las propiedades dinámicas del suelo, en los primeros se incluyen el de Corte Simple Cíclico (ASTM “Geotechnical Testing Journal Vol. 16 No1” and “ An Evaluation of Direct Simple Shear Test on Clay, Geotechnique, Vol. 37 No 1), Método de Prueba Estándar para el Modulo y Amortiguamiento del Suelo por el Método de la Columna Resonante ASTM D4015-92 (Method of Standard Test for the Module and Damping of Soil by the Method of Resonant Column ), Método de Prueba Estándar para la Determinación del Modulo y Amortiguamiento del Suelo usando el Aparato Triaxial Cíclico ASTM D3999 – 91 (Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus), Método de Prueba Estándar para la Determinación de la Fuerza Triaxial Cíclica con Carga Controlada ASTM D5311 – 92 (Standard Test Methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil) y dos ensayos de campo; Método de prueba estándar para el Ensayo de Pozo Cross-hole ASTM D 4428/D 4428M-00 (Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing) y Refracción Sísmica, Guía Estándar para el uso del Método de Refracción Sísmica en la Investigación Subsuperficial ASTM 5777-95 (Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation).

Finalmente se presentan las limitaciones que dificultan el normal desarrollo de cualquier investigación así como la respectiva justificación.

## 1.2 ANTECEDENTES.

La Dinámica de Suelos es un área de la Ingeniería Civil que estudia las propiedades dinámicas y el comportamiento de los diferentes suelos sometidos a cargas dinámicas; la cual ha desarrollado procedimientos teóricos experimentales a través de la ejecución de ensayos tanto de laboratorio como de campo. Los orígenes de la Dinámica de Suelos se remontan a Japón, en el que

Mononobe y Matsuo (1929) publicaron su trabajo sobre “PRESIÓN LATERAL SÍSMICA”; Saita y Suzuki (1934) señalaron la importante relación entre el daño estructural y las condiciones locales del sitio.

En la década de los años 30 surgen, simultáneamente en Alemania y en la ex Unión Soviética esfuerzos por desarrollar procedimientos racionales con el diseño de *cimentación de maquinaria*. En Alemania surgieron varios métodos que estuvieron en uso hasta los años 50, dichos métodos estaban basados en la suposición de que cierta masa del suelo inmediatamente debajo de la cimentación se movía como cuerpo rígido y en fase con la cimentación.

A partir de 1950 los Estados Unidos se enfocan al estudio del “FENÓMENO DE LA PROPAGACIÓN DE ONDAS EN EL TERRENO” asociada con explosiones nucleares, así como al diseño de la *cimentación para antenas de radar*.

Se inicia también la *medición de las propiedades dinámicas*, lo que hizo necesario el diseño de equipo de laboratorio así como de los procedimientos de ensaye correspondientes; pero no fue sino a partir de 1964 cuando la investigación se intensificó a raíz de los daños que provocaron los sismos de Anchorage, Alaska y Niigata, Japón, lo cual obligó a entender el comportamiento de las masas de suelo durante la ocurrencia de sismos.

Desde entonces y a lo largo de más de cuatro décadas, la Dinámica de Suelos ha evolucionado ante la creciente necesidad de describir, explicar y predecir el comportamiento dinámico de los suelos expuestos a esfuerzos que varían con el tiempo, y de las estructuras cimentadas sobre ellos.

En nuestro país las experiencias relacionadas con la Dinámica de Suelos datan de más de dos décadas con los trabajos realizados por el ingeniero Rafael Colindres Selva, el cual se dedicó a la investigación (en un laboratorio privado en San Salvador con el nombre de “FUNDASISMICA”), Por su parte el doctor Julio Abraham García brindó un aporte valioso en el área de la Dinámica de Suelos a través de su laboratorio privado “DSE”, Dinámica de Suelos y Estructuras, con el cual formaba parte de una empresa consultora que ofrecía servicios de ensayos en Geotecnia, Dinámica de Suelos y Estructuras.

A partir del historial que se tiene de los sismos que han ocurrido en nuestro país se han realizado intentos por entender el comportamiento dinámico del subsuelo ante estos fenómenos naturales, tal es el caso de la microzonificación sísmica realizada en el área metropolitana de San Salvador

por el ingeniero Martínez, catedrático de la UCA, en el año 1965. Así también se han realizado una serie de investigaciones que posteriormente fueron dadas a conocer, por la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) a través de la publicación de su revista ASIA; Sin embargo, en junio de 2003 se publica, la revista ASIA No.148, en la que se plantea una investigación en torno a la formación de **“Bancos de Datos Geotécnicos y Zonificación por Deslizamientos en El Salvador”**, dada por el Ing. Manuel Díaz como parte de una mesa de trabajo del área de Geotecnia y Deslizamientos, en la cual se menciona que durante la elaboración del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador en 1993, se realizó una recopilación de archivos de perforaciones efectuadas en el país. El objeto de esta recopilación era servir de insumo para la preparación de la **Norma Técnica de Diseño por Sismo**. En diciembre de 1995 se realiza la conferencia **“Diseño Geotécnico y Estructural de Cimentaciones”**, teniendo como expositores al Ing. Mario Ángel Guzmán Urbina y el Dr. Héctor David Hernández, en la que se tocaron algunos tópicos relacionados a la Dinámica de Suelos, en cuanto a la realización de pruebas dinámicas.

Como puede verse, el abordaje de la Dinámica de Suelos concebida como tal, por lo menos en nuestro país, es muy reciente, a comparación de otros países, y aun hoy en día se realizan esfuerzos de manera aislada para dar a conocer las bondades que nos puede llegar a brindar esta área del conocimiento.

### **1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.**

En nuestro país el diseño de las fundaciones para las estructuras, generalmente se realiza con teorías relacionadas a las propiedades estáticas del suelo, lo cual es limitado para evaluar su comportamiento debido a la actividad tectónica y volcánica en nuestra región. Las propiedades dinámicas son las variables que mejor caracterizan el movimiento del suelo ante cargas cíclicas como las provocadas por sismos, las cuales se obtienen mediante pruebas de ensayo en campo y laboratorio, sin embargo, en nuestro país a esta área no se le ha dado la importancia que merece así tenemos que la Norma Técnica de Diseño por Sismo no obliga la consideración de éstas en los análisis y en otro caso como la Norma Técnica de Cimentaciones su aplicación queda sujeta a criterio del ingeniero, quedando evidenciado la falta de aplicabilidad que ha tenido. Es por esto que se necesita contar con procedimientos para realizar estas pruebas, además del conocimiento del equipo en lo relativo a costos de adquisición, condiciones de infraestructura, personal técnico de laboratorio, para llevar a cabo cada una de éstas.

## **1.4 OBJETIVOS.**

### **1.4.1 OBJETIVO GENERAL.**

Documentar métodos de ensayo de laboratorio y campo para la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos.

### **1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

1. Establecer un marco teórico y conceptual básico de las variables involucradas en el comportamiento dinámico de los suelos.
2. Elaborar una guía de ensayos de laboratorio y campo a utilizar para obtener las propiedades dinámicas del suelo.
3. Elaborar una estructura de reporte técnico que incluya un formato que facilite el registro de datos al momento del ensayo y una hoja de cálculo en la que se registren.
4. Elaborar una propuesta de equipamiento mínimo para elaborar las pruebas que involucren los parámetros dinámicos de los suelos más importantes en el laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador.

## **1.5 ALCANCES.**

En el presente escrito, se propone la documentación de los procedimientos de tres ensayos de laboratorio los cuales son: Corte Simple Cíclico (ASTM “Geotechnical Testing Journal Vol. 16 No1” and “ An Evaluation of Direct Simple Shear Test on Clay, Geotechnique, Vol. 37 No 1), Método de Prueba Estándar para el Modulo y Amortiguamiento del Suelo por el Método de la Columna Resonante ASTM D4015-92 (Method of Standard Test for the Module and Damping of Soil by the Method of Resonant Column ), Método de Prueba Estándar para la Determinación del Modulo y Amortiguamiento del Suelo usando el Aparato Triaxial Cíclico ASTM D3999 – 91 (Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus), Método de Prueba Estándar para Fuerza con Carga Controlada usando el Aparato Triaxial Cíclico ASTM D5311 – 92 (Standard Test Methods for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil) Y dos de campo: Método de prueba estándar para el Ensayo de Pozo Cross-hole ASTM D 4428/D 4428M-00 (Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing) y Refracción Sísmica, Guía Estándar para el uso del Método de



Refracción Sísmica en la Investigación Subsuperficial ASTM 5777-95 (Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation); con los cuales se determinaran las principales propiedades dinámicas de los suelos: *modulo de Young (E)*, *modulo dinámico al esfuerzo cortante (G)*, *relación de poisson ( $\nu$ )*, *razón de amortiguamiento ( $\xi$ )* y *velocidad de ondas de corte ( $V_s$ )*.

Se hará una investigación del equipo a utilizar para cada uno de las pruebas que involucre aspectos de costos, requerimientos físicos y de personal, que servirán para hacer una propuesta de equipamiento del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador.

Para el procesamiento de los datos obtenidos en cada ensayo se elaboraran hojas de cálculo que faciliten el completo análisis de los resultados, así como hojas de registro de datos durante la ejecución del experimento.

La realización de alguno de estos ensayos está sujeto a la existencia y disponibilidad de equipo con que cuenten empresas o instituciones en el país.

### **1.6 LIMITACIONES.**

- La ejecución de algunos de los ensayos mencionados en los alcances, está limitado a la existencia de laboratorios o empresas que cuenten con el equipo, personal e instalaciones y estén en la disponibilidad de prestar sus servicios.
- No todos los ensayos para determinar propiedades dinámicas en el suelo cuentan con norma conocida (ASTM), por esto es que se excluyen algunos de estos y se le dará más importancia a los que si están estandarizados.
- Los detalles técnicos de uso y operación de los equipos utilizados para realizar estas pruebas no pueden ser profundizados con toda precisión, ya que esta información solo se proporciona en manuales y asesoramientos que los proveedores facilitan al comprarlos y que no es nuestro caso ya que ni se adquirirá ni se puede asegurar que alguna empresa o laboratorio en el país lo tenga y lo pueda suministrar.

### **1.7 JUSTIFICACIÓN.**

Debido a la constante actividad sísmica de nuestro país se vuelve imperativo el uso de procedimientos y equipo especializado de ensayos que describan de forma más próxima a la

realidad el comportamiento del suelo ante cargas dinámicas, cuyos resultados proporcionen información más confiable al ingeniero estructurista para el diseño de obras civiles. Los daños que los terremotos nos han ocasionado han sido muy variados, entre estos se encuentran: (a) Licuefacción de suelos, como la ocurrida en 1965 debido a un sismo de magnitud 6.3Ms en las orillas del lago de Ilopango creando daños en los muelles, y agrietamiento de la pista del aeropuerto de Ilopango. Casos similares de licuefacción se evidenciaron para los terremotos del 13 de enero y 13 de febrero de 2001 en lugares como San Antonio Potrerillos, Usulután en donde se presentó expulsión de agua salada que devastó cultivos completos. (b) Deslizamientos de tierra, como el acontecido en la porción de la cordillera El Bálsamo, Santa Tecla en donde incluso informes del CENAPRED [Mendoza y Domínguez; 2001] aseguran fue causado por la ocurrencia del fenómeno de licuefacción. (c) Daños en las estructuras de edificaciones, entre otros; todo lo anterior impacta de forma severa la economía salvadoreña a nivel individual y gubernamental, lo que nos muestra lo vulnerable que somos ante tales eventos, por lo que profundizar en el estudio de estos fenómenos con responsabilidad mediante la Dinámica de Suelos, nos dará las herramientas necesarias para que futuros eventos de esta naturaleza provoquen menos daños.

Nuestra normativa de Diseño por Sismo y Diseño de Cimentaciones no le exige al ingeniero la consideración dentro de sus análisis, el uso de los parámetros dinámicos (tales como el módulo  $G$  y el amortiguamiento  $\zeta$ , del suelo), por lo que contando con los métodos de ensayo para determinarlos permitiría una revisión de la norma y la inclusión de estos como parámetros de diseño, proporcionando así, mayor seguridad en las construcciones.

Como un primer paso para alcanzar el objetivo anterior es que con este trabajo de investigación se documentaran los procedimientos de cinco ensayos dinámicos con los que se pueden determinar las principales propiedades dinámicas de los suelos, lo cual vendría a ser un aporte para que futuras investigaciones den continuidad a este trabajo y sirva como un incentivo para que se contemple en el plan de estudio de la carrera de Ingeniería el área de Dinámica de Suelos.

# CAPITULO II: FUNDAMENTOS DE LA DINÁMICA DE SUELOS

## 2.1 INTRODUCCIÓN.

El diseño de cimentaciones de estructuras tales como edificios, puentes y presas requiere el conocimiento de factores tales como:

- (a) La carga que será transmitida por la superestructura a la cimentación;
- (b) Los requisitos del reglamento local de construcción;
- (c) El comportamiento esfuerzo-deformación del suelo;
- (d) Las condiciones geológicas del suelo considerado.

Para un ingeniero de cimentaciones, los dos últimos factores son sumamente importantes ya que tienen que ver con la Mecánica de Suelos, la cual juega un papel primordial para describir el comportamiento del suelo inmediatamente cercano o debajo de una estructura. A lo anterior hay que agregarle la importancia que tiene el suelo en la modificación de las características de un posible movimiento sísmico actuante (amplificación dinámica), dicha respuesta está controlada en gran medida por las propiedades dinámicas del suelo, siendo el módulo de corte ( $G$ ) y el amortiguamiento ( $\xi$ ) los principales parámetros para modelar la respuesta sísmica del suelo. *La Dinámica de Suelos* se encarga del estudio y determinación de dichas propiedades. Probablemente este sea un tema muy “señalado” por muchos *Ingenieros Civiles* pero poco se conoce del rol fundamental que juega en la caracterización del suelo cuando suceden movimientos fuertes, como los provocados por un sismo.

Por lo anterior, en el apartado 2.2 de este trabajo de investigación se ha tratado de relacionar al lector con tópicos concernientes a la Dinámica de Suelos, tales como: importancia, características y aplicaciones de la Dinámica de Suelos, por último se habla de los tipos de solicitaciones que provocan una respuesta dinámica, además de teorías sobre la refracción, reflexión y difracción de ondas.

En el apartado 2.3 se realiza un análisis comparativo del comportamiento esfuerzo-deformación del suelo ante cargas estáticas y dinámicas comenzando con la definición de los distintos tipos de esfuerzos que actúan en el suelo, esfuerzo normal ( $\sigma$ ), esfuerzo cortante ( $\tau$ ) y esfuerzos principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$ ).

Se describen los estados de esfuerzos en el suelo, tanto en estado natural o in situ, como también el estado de esfuerzos ante la aplicación de una carga estática o dinámica, posteriormente se estudia el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, ante carga cíclica por medio de

modelos analíticos, tales como: modelo lineal-equivalente, modelo cíclico no lineal o hiperbólico de Hardin-Drnevich y el modelo de Ramberg-Osgood.

Se finaliza con el apartado 2.4 en el que se define y describe el significado de los parámetros dinámicos: módulo de rigidez al cortante ( $G$ ), razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ), módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y módulo de Poisson ( $\nu$ ) del suelo. También se presentan una serie de resultados de trabajos realizados por varios investigadores que proporcionan valores y expresiones para la determinación de dichos parámetros dinámicos.

## **2.2 DEFINICIÓN Y ANTECEDENTES DE LA DINÁMICA DE SUELOS.**

### **Definición.**

La Dinámica de Suelos es un área de la Mecánica de Suelos que estudia las propiedades y el comportamiento del suelo bajo esfuerzos dinámicos. Estas acciones dinámicas en los suelos se atribuyen a sismos, explosiones, vibración de maquinaria, procesos constructivos, explotación de bancos, tráfico vehicular o ferroviario, viento, oleaje, etc.

La Dinámica de Suelos comprende el estudio tanto teórico como experimental del efecto de las fuerzas dinámicas sobre masas de suelo, para esto se complementa con otras áreas del conocimiento de la Ingeniería Civil como lo son la Dinámica Estructural, Dinámica del medio continuo y la Ingeniería Sísmica, entre otras.

Ahora bien, dentro de los diferentes comportamientos que el suelo presenta ante cargas o solicitaciones dinámicas se puede mencionar:

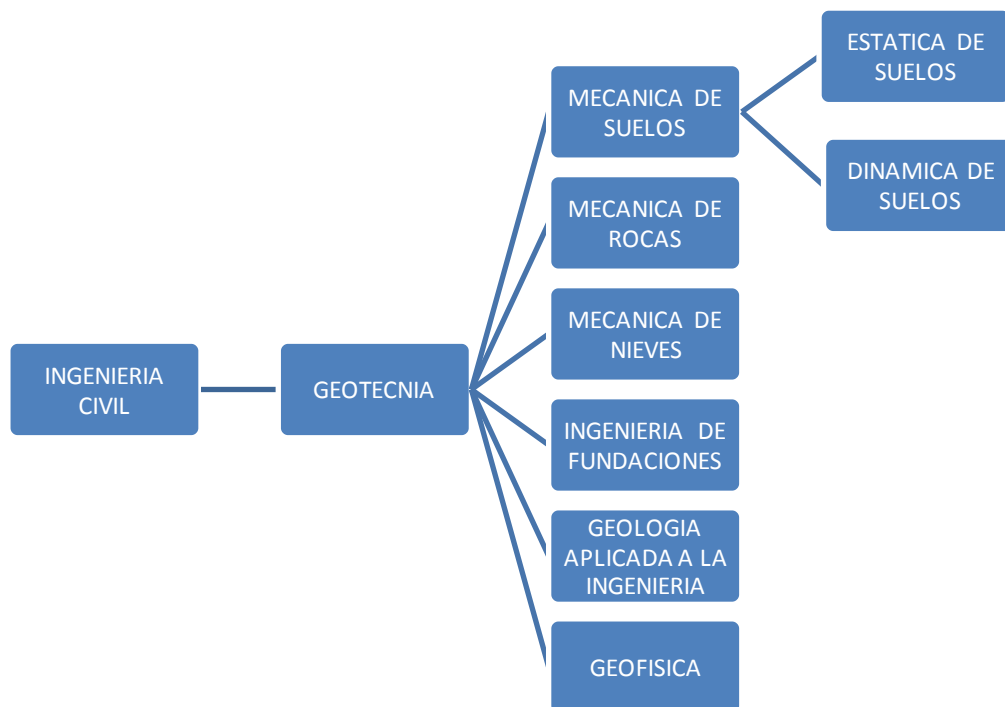
- ✓ Pérdida de resistencia o pérdida de la capacidad portante del suelo (licuefacción).
- ✓ Cambios de volumen en el suelo (densificación).
- ✓ Cambios en el estado de esfuerzos de las masas de suelos.
- ✓ Amplificación dinámica y resonancia en suelos blandos.

Este comportamiento especial que tiene el suelo ante cargas cíclicas solo puede ser comprendido y anticipado con la Dinámica de Suelos, a través del estudio y determinación de lo que se conoce como “Parámetros Dinámicos del Suelo”, los cuales se utilizan como datos en modelos matemáticos para análisis sísmico y aplicaciones de diseño de estructuras.

Dentro de los parámetros dinámicos del suelo de singular interés, se encuentran: módulo de rigidez estático ( $G$ ), módulo de rigidez dinámico ( $\mu$ ), relación de amortiguamiento ( $\xi$ ), relación de Poisson ( $\nu$ ). La obtención de estos parámetros se hace ya sea en el laboratorio o bien en campo, por medio de procedimientos de ensayos, algunos de los cuales se encuentran documentados en las normas de la Asociación Americana para Pruebas y Materiales ASTM.

### Marco Conceptual de la Dinámica de Suelos.

El marco conceptual dentro del cual queda definida la “Dinámica de Suelos” como tal, tiene su lugar dentro de la Geotecnia la cual es una rama de la Ingeniería Civil. La Geotecnia a su vez se divide en un conjunto de disciplinas coordinadas, integradas por: Mecánica de Rocas, Mecánica de Nieves, Ingeniería de Fundaciones, Geología Aplicada a la Ingeniería, Geofísica y Mecánica de Suelos. A esta última disciplina pertenece la Dinámica de Suelos. Ver Figura 2.1



**Figura 2.1 Lugar que ocupa la Dinámica de Suelos dentro de la Geotecnia.**

### **Antecedentes de la Dinámica de Suelos a Nivel Mundial.**

La Dinámica de Suelos ha evolucionado como una disciplina independiente ante la creciente necesidad de describir, explicar y predecir el comportamiento del suelo y de las estructuras cimentadas sobre ellos. Por lo que ha desarrollado procedimientos tanto teóricos como experimentales, sin embargo, como fue visto en el apartado anterior, ha requerido de otros campos del conocimiento como son la:

- Mecánica de Suelos.
- Dinámica Estructural.
- Dinámica del Medio Continúo.
- Ingeniería Sísmica.
- Ingeniería de cimentaciones.
- Geofísica.

Los conocimientos en el área de la Dinámica de Suelos con los que se cuenta hasta el momento, solo han sido posible compartirlos hoy en día gracias a una serie de investigaciones realizadas a lo largo del tiempo.

En la tabla 2.1 se enlistan los principales sucesos a nivel mundial que aportaron al desarrollo de la Dinámica de Suelos.

### **Antecedentes de la Dinámica de Suelos en El Salvador.**

Debido a la actividad sísmica que El Salvador presenta desde años anteriores, dicha actividad, ha sido objeto de estudio por diversos investigadores. Dentro de los eventos relacionados a la Dinámica de Suelos acontecidos en el país, se pueden destacar los mostrados en la tabla 2.2.

Como lo muestran los estudios, en El Salvador, el tema de la Dinámica de Suelos también ha sido discutido y aplicado, existiendo Laboratorios de Suelos en los que se ha dado la implementación de procedimientos para determinar propiedades dinámicas de los suelos como fue el caso del Laboratorio del Ing. Rafael Colindres Selva denominado FUNDASISMICA, en el que incluso dichas propiedades fueron utilizadas para el diseño (por ejemplo, el diseño de las fundaciones del edificio Don Pico, ubicado sobre el Paseo General Escalón de San Salvador).

**Tabla 2.1 Principales antecedentes de la Dinámica de Suelos a nivel mundial.**

<b>AÑO</b>	<b>LUGAR</b>	<b>EVENTO</b>
1929	Japón	Mononobe y Matsuo publican su trabajo sobre la presión lateral sísmica en estructuras de suelo
Década de los 30.	Alemania y Ex Unión Soviética	Surgen esfuerzos por desarrollar procedimientos racionales con el diseño de cimentación de maquinaria.
1934	Japón	Saita y Suzuki señalan la importante relación entre el daño estructural y las condiciones locales del sitio.
1935	Japón	Los trabajos de Sezawa y Kanai se muestran como los orígenes de la interacción dinámica suelo-estructura.
1936	Japón	Mononobe introduce el modelo de la viga cortante para el análisis sísmico de presas de tierra.
1950	Estados Unidos	Se estudia el "Fenómeno de la Propagación de Ondas en el terreno" asociada con explosiones nucleares, así como el diseño de la cimentación para antenas de radar.
1964	Diversas partes del mundo	A raíz de los sismos de Anchorage, Alaska y Niigata, Japón, se obliga a entender el comportamiento de las masas de suelo durante la ocurrencia de sismos.
1972	México	El Dr. Leonardo Zeevaert en diferentes libros y publicaciones recomienda el uso de las propiedades dinámicas del suelo en el diseño sísmico.
1985	México	Se crean centros científicos de investigación en el área sísmica y adicionalmente se instalan y controlan más de 60 acelerógrafos en el área del Distrito Federal.



**Tabla 2.2 Principales antecedentes de la Dinámica de Suelos en El Salvador.**

AÑO	EVENTO
1969	El Dr. Leonardo Zeevaert calcula valores de la propiedad dinámica módulo de elasticidad al cortante $\mu$ , para el subsuelo de un sitio determinado de la Ciudad de San Salvador, mediante el ensayo de laboratorio del Péndulo de Torsión.
1972	El Ing. Rafael Colindres presenta algunos resultados de las propiedades índices para estratos limo-arenosos, así como una ley de resistencia al corte, para la Ciudad de San Salvador.
1976	Rafael Colindres presenta una envolvente para los espectros de San Salvador, que cubria los posteriores efectos del terremoto de 1986. A partir de dicha envolvente, propone un programa de trabajo para desarrollar un reglamento de diseño sísmico.
1978	A raíz de la Conferencia Centroamericana de Ingeniería Sísmica, fue instalado un sistema de acelerógrafos en la Ciudad de San Salvador que posteriormente registró los sismos de 1986.
1978	Leonardo Zeevaert presenta durante la Conferencia Centroamericana de Ingeniería Sísmica, algunos aspectos sísmicos de San Salvador de relevante importancia.
1984	Rolando Aguilar y colaboradores [Aguilar et al, 1984] realizan una adaptación a los suelos del área metropolitana de San Salvador (AMSS) de las ecuaciones de los investigadores japoneses (Imai, Yoshimura, Ohba, Toriumi, Oshaky, Iwasaky), basándose en prospección sísmica, en los que se obtuvo expresiones para determinar parámetros dinámicos como la velocidad de ondas primarias y de cortante en función del valor N de la prueba de campo SPT
1985	Patricia Méndez aplica las expresiones determinadas anteriormente en la Universidad de Michigan para comprobar la validez de los resultados obtenidos en la determinación de propiedades dinámicas de suelos tales como velocidad de ondas de corte $V_s$ , módulo de rigidez a cortante $\mu$ , y razón de amortiguamiento $\xi$ , mediante la utilización del Péndulo de Torsión.

### 2.2.1 IMPORTANCIA DE LA DINÁMICA DE SUELOS EN EL SALVADOR.

A continuación se detallan las principales razones por las que el estudio de la Dinámica de Suelos se vuelve de importancia en nuestro país:

a) La incursión del estudio de la Dinámica de suelos en cuanto a la **respuesta sísmica del terreno** como un asunto de prioridad nacional, vendría a modificar la zonificación sísmica vigente desde 1993 (Figura 2.2), la cual separa al país en dos franjas:

- ✓ Zona I: comprende la zona de subducción y la cadena volcánica.
- ✓ Zona II: comprende la zona norte del país.

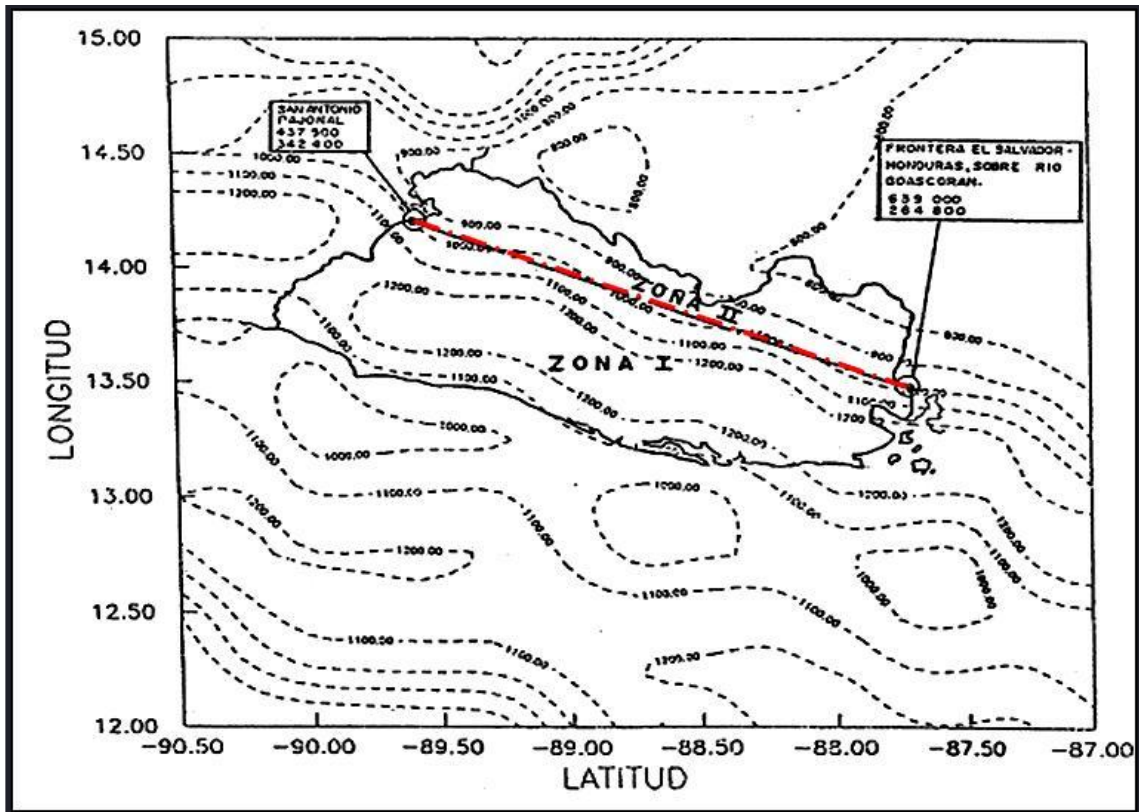


Figura 2.2 Mapa de Zonificación Sísmica para la República de El Salvador, Sept. 1993. [Ministerio de Obras Públicas [1994] Norma Técnica para Diseño por Sismo, Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. El Salvador].

Dicha zonificación en opinión de varios profesionales en la Mecánica de Suelos, debe tener una necesaria renovación. Por ejemplo, Rosenblueth en su informe a UNESCO sobre el sismo de mayo de 1965 en San Salvador, recomienda la preparación de dos mapas, considerando las dos zonas sismogénicas por separado, debido a que la duración y frecuencia de los movimientos provenientes de la cadena volcánica serían menores a la de los movimientos de la costa.

b) Uno de los sucesos que viene afectando al país con anterioridad y que es de singular interés, es el fenómeno de la licuefacción. La Tabla 2.3 muestra la evidencia de la presencia de este caso en diferentes zonas del país. Dicha licuefacción debida a sismos tiene diversos efectos que vienen desde expulsión de agua y arena, agrietamientos, hasta asentamientos y desplazamientos laterales. La Figura.2.3 muestra el mapa de susceptibilidad a la licuefacción a nivel nacional.

**Tabla 2.3 Algunos Fenómenos de Licuación registrados en el País.**

<b>EVENTO</b>	<b>LUGAR</b>	<b>EFFECTOS</b>
Sismo de Magnitud 6.3 Ms. ocurrido el 3 de mayo de 1965.	Lago de Ilopango, San Salvador.	Grietas con eyecciones de arena, daños en los muelles, y agrietamiento de la pista del Aeropuerto de Ilopango.
Sismos ocurridos el 13 de enero y 13 de febrero del 2001.	San Antonio Potrerillos, Usulután	Expulsión de agua salada que devasto cultivos completos y agrietamiento de la borda dejando susceptible la zona ante los efectos de la lluvia.
	Playa Apulo y Lago de Ilopango, San Salvador	Desplazamientos laterales y arena depositada expulsada de agrietamientos por efecto de la licuefacción.
	Costa del Sol, La Paz	Expulsión de agua con arena de los pozos artesanales, muchas casas sufrieron asentamientos.

Fuente: Aquino Guardado, José Anastasio, et Al. Licuefacción: Estudio y aplicación a los terremotos de enero y febrero de 2001. Tesis UCA, San Salvador, 2001.

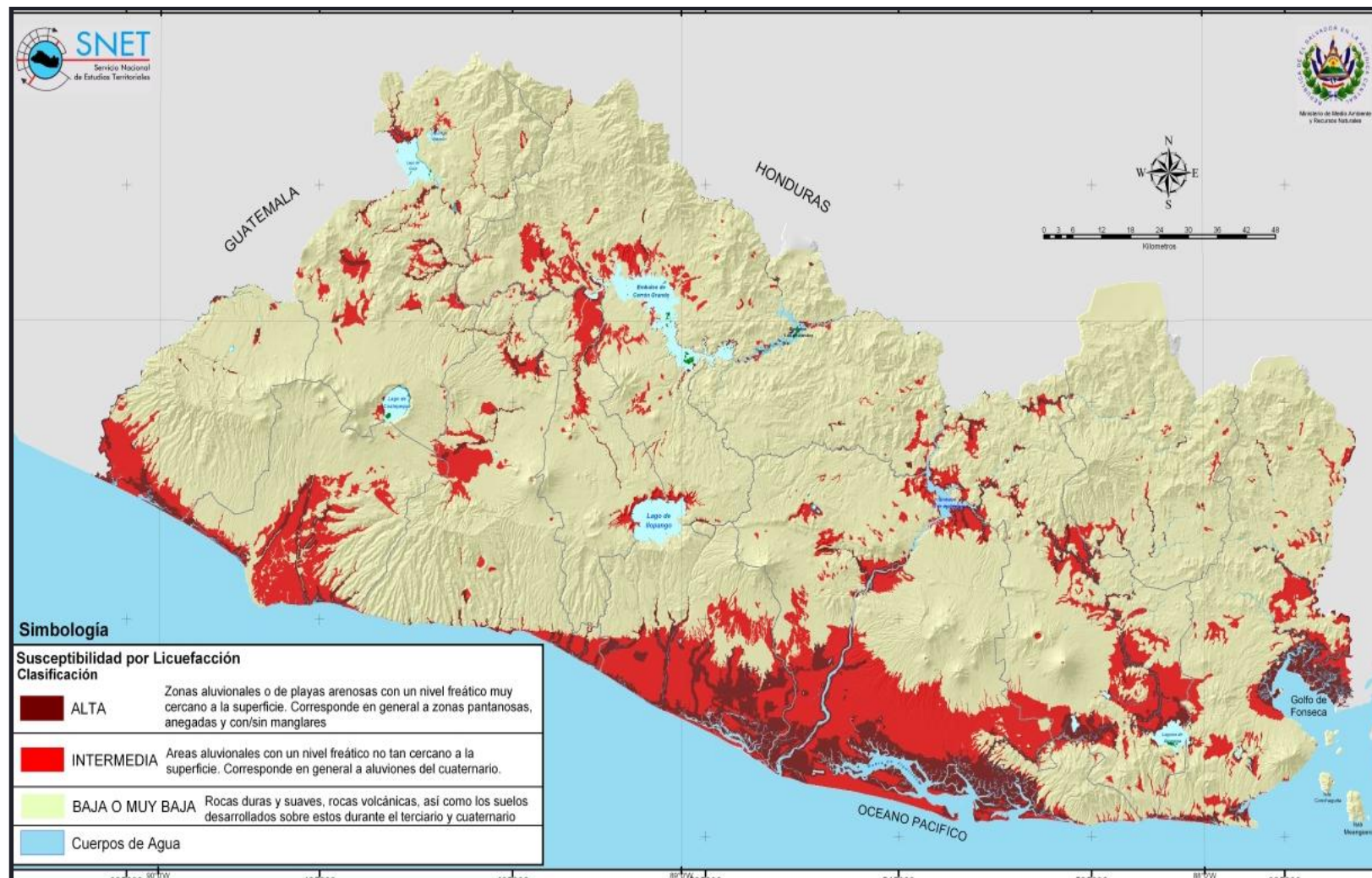


Figura 2.3 Mapa de Susceptibilidad a la Licuefacción en El Salvador. [Fuente: [www.snet.gob.sv](http://www.snet.gob.sv)].

En lo que respecta a la Norma Técnica para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes de El Salvador [Ministerio de Obras Publicas; 1994] en su Capítulo 3, toma en cuenta el tema de la licuefacción en las consideraciones de diseño de la siguiente manera: “Debe considerarse que existe la posibilidad de licuefacción cuando se presenten estratos de arena fina con más del 50% de los granos con dimensiones menores o iguales de 2mm (Tamiz No.10 ) y la densidad relativa sea menor de 70% y cuando el nivel freático esté próximo al estrato considerado”.

Lo anterior conlleva a la importancia de impulsar el estudio de la Dinámica de Suelos para poder realizar investigaciones y disponer de información sobre medidas preventivas o remediales que hasta el momento no tenemos ante tal fenómeno, e incluso contar con metodologías para la evaluación del potencial de licuefacción en un emplazamiento.

- c) Un problema propio en Dinámica de Suelos es el relacionado a “vibración de maquinaria”, dentro del cual es de importancia el estudio de la **cimentación de maquinaria**, como es el caso de turbinas, generadores, compresores, etc., que pueden llegar a ocasionar vibraciones que resulten perjudiciales para la seguridad de las personas que operan en el lugar y para las edificaciones vecinas.
- d) Otra importancia cada vez más notoria es el análisis dinámico de la **interacción entre suelos y estructuras** que puede ser alcanzada con la Dinámica de Suelos, lográndose definir así, conceptos relevantes del tema como lo son:
  - ✓ Bases teóricas para la aplicación de modelos estáticos y quasi-dinámicos de interacción suelo-estructura.
  - ✓ Aplicación de la interacción suelo-estructura en cimentaciones.
  - ✓ La definición de teorías clásicas para analizar cimientos sujetos a vibraciones.

La aplicación de la Interacción suelo-estructura en nuestro país, para lograr diseños más racionales que afirmen la seguridad de la estructura, pudiéndose dar incluso un mejoramiento en la Normativa de Diseño por Sismo o cimentaciones en el que se incluya el aspecto interacción suelo-estructura.

- e) La Dinámica de Suelos toma trascendencia en estudios de **Microzonificación** donde se determinan las propiedades dinámicas del subsuelo de centros urbanos de interés, con el propósito de que sus efectos sean considerados en el análisis sísmico. Esto vendría a mejorar

normas técnicas como la de Diseño por Sismo y Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de taludes, al incorporar un coeficiente que represente el comportamiento de cada tipo de suelo encontrado en un área urbana de consideración, como es el caso de San Salvador.

### 2.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PROBLEMAS EN EL ÁREA DE LA DINÁMICA DE SUELOS.

Los problemas que estudia y analiza la Dinámica de Suelos son más complejos que los que estudia la Mecánica de Suelos Clásica, esto se debe al comportamiento no lineal y no uniforme que presenta el suelo bajo cargas de tipo dinámico que varían en función del tiempo. Dichas cargas dinámicas generan una respuesta de igual modo variable con el tiempo en el suelo, algo que no ocurre con las cargas estáticas, estudiadas en la Mecánica de Suelos Clásica.

Para ilustrar las características de los problemas que estudia la Dinámica de Suelos, observe la Figura 2.4 en la que se representa un depósito de suelo apoyado sobre un estrato rígido (roca basal), este depósito horizontal de suelo se considera de propiedades uniformes, a través del cual se produce la propagación vertical de ondas de corte que parten desde la roca basal.

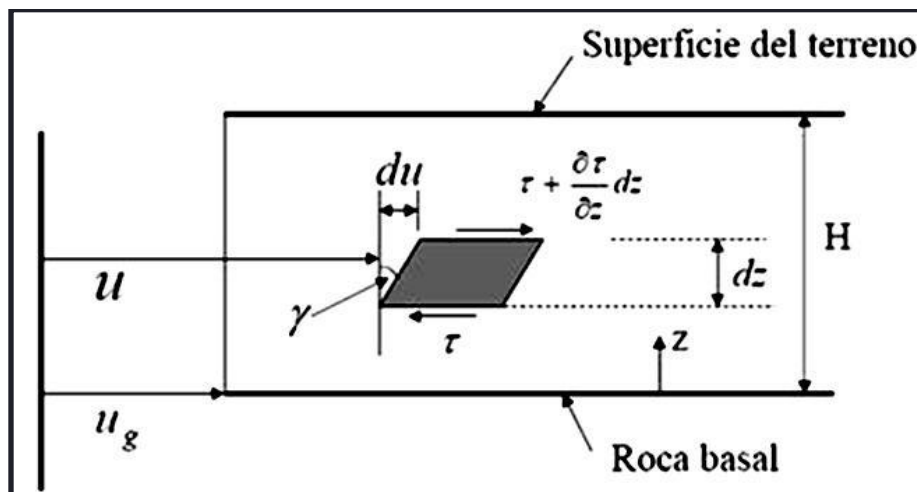


Figura 2.4 Depósito horizontal de suelos sometido a una perturbación de corte.

Al analizar detenidamente la figura 2.4 podremos identificar algunas características de este tipo de problemas, entre algunas de ellas:

- ✓ Se producen esfuerzos cortantes, los cuales son los que más se aproximan a los que son inducidos por un terremoto ( $\tau$  y  $\tau + \frac{d\tau}{dz} dz$ ).

- ✓ El movimiento es provocado por una excitación externa, que desplaza la masa de suelo una cantidad ( $u_g$ ) y ( $u$ ), la cual dura cierto tiempo, en la que los esfuerzos inducidos varían en ese instante.
- ✓ El comportamiento de este tipo de esfuerzos es *cíclico*.
- ✓ El equilibrio de este elemento de suelo en un instante de tiempo no puede ser resuelto por simple estática.

Al formular el equilibrio dinámico del elemento de suelo en la figura 2.4 se obtiene la siguiente ecuación diferencial de segundo orden:

$$\frac{\partial \tau}{\partial z} \partial z A_{hor} = \rho A_{hor} \partial z \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad \text{Ec.2.1}$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del suelo, g/cm<sup>3</sup>.

$A_{hor}$  = Área horizontal del elemento sobre la cual está aplicado el esfuerzo corte, cm<sup>2</sup>.

$u$  = Desplazamiento relativo del suelo.

$u_g$  = Desplazamiento de la roca basal, mm.

$H$  = Espesor del estrato de suelo, m.

$z$  = Profundidad medida desde la roca basal, m.

Existen otras propiedades asociadas a este tipo de problemas las cuales se mencionan a continuación:

**Las fuerzas de inercia** generadas en el suelo así como sobre las estructuras que están cimentadas sobre él, las cuales si son de magnitud comparable a las fuerzas estáticas pueden producir un efecto nocivo a la seguridad estructural de las edificaciones o de la propia estabilidad del suelo, para lo cual se vuelve indispensable la determinación de los parámetros dinámicos del suelo y el desarrollo de herramientas de calculo que tomen en cuenta esta condición.

**La frecuencia** con la cual una determinada carga actúa sobre el suelo depende en gran medida de la masa de suelo involucrada, esto es, para pequeñas muestras como las que se utilizan como espécimen en laboratorio basta una frecuencia de 25 Hz o más para desarrollar fuerzas de inercia considerables, mientras que para estructuras de tierra bastará una frecuencia de tan solo 0.5 Hz o mas (Díaz, 2006). Por lo cual la frecuencia, es un parámetro que gobierna el desarrollo de una

prueba de laboratorio ya que cuando la muestra de suelo alcanza el valor de la frecuencia de excitación, esta falla por el efecto de resonancia.

*Los esfuerzos y deformaciones* son de naturaleza cíclica, en la cual se presentan varios ciclos de carga-descarga-recarga.

*Las cargas varían con el tiempo*, por lo que la respuesta es también función del tiempo.

Por otro lado el movimiento del terreno debido a cargas dinámicas, puede generar una serie de problemas en el suelo, como por ejemplo, cambios en el estado de esfuerzos del suelo, lo cual puede causar un incremento en las deformaciones y de la presión intersticial.

También resulta interesante resaltar que aunque las cargas dinámicas que se inducen en el suelo no causen la falla del mismo, estas sí pueden influir en la *modificación de las propiedades dinámicas del suelo* como, velocidad de propagación de ondas ( $V_s$ ), amortiguamiento ( $\xi$ ) y período dominante de vibración del suelo ( $T_s$ ).

### **2.2.3 PROBLEMAS DE LA DINÁMICA DE SUELOS.**

Se considera que un problema pertenece al campo de la Dinámica de Suelos cuando los procedimientos de análisis y diseño de la Mecánica de Suelos no son apropiados o suficientes para la solución de un problema [Díaz, 2006, p. 4].

Lo cual significa que el análisis de los problemas que habitualmente involucra la Mecánica de Suelos como por ejemplo; la estabilidad de un talud, capacidad de carga de una estructura, estado natural de esfuerzos de una masa de suelo; son análisis que se realizan suponiendo que las cargas que soportan no cambian con el tiempo, o la frecuencia de la carga es tan pequeña que se puede suponer estática.

El campo de la Dinámica de Suelos es extenso y cubre variados e importantes tópicos como:

- ✓ Determinación de las propiedades dinámicas del suelo.
- ✓ Respuesta sísmica de depósitos y estructuras de tierra.
- ✓ Licuefacción.
- ✓ Prospección del subsuelo mediante el análisis de propagación de ondas de cuerpo y de superficie.
- ✓ Fundaciones de máquinas.
- ✓ Interacción dinámica suelo-estructura.
- ✓ Vibraciones en obras viales.
- ✓ Entre otros.



Para darle solución a estos problemas la Dinámica de Suelos se apoya en los principios, conceptos y teorías sobre esfuerzos, deformaciones; entre otros que son fundamentales para la Mecánica de Suelos. Sin embargo, por la complejidad del comportamiento de los fenómenos que ocurren en el suelo, el análisis que involucran este tipo de problemas resulta muy complejo y laborioso y están fuera del alcance de este trabajo de investigación.

A continuación se presentan algunos de los principales problemas que estudia la Dinámica de Suelos.

✓ *Determinación de las propiedades dinámicas del suelo.*

Tales como Modulo de rigidez al corte (G) y relación de amortiguamiento ( $\xi$ ), las cuales son de interés ingenieril, obtenidas a través de ensayos en campo y laboratorio en un rango amplio de deformaciones.

El problema de medir las características del comportamiento dinámico de los suelos es uno de los aspectos fundamentales de la Dinámica de Suelos que demuestra toda su utilidad en los trabajos de microzonificación sísmica de ciudades según, el Centro de Estudios sobre Desastres y Riesgos de Colombia. Cabe notar que los modelos sofisticados de cálculo numérico no son de ninguna utilidad si los parámetros que intervienen en ellos son incorrectos o inventados.

Al igual que en las otras área de la Mecánica de Suelos clásica, en el caso de la Dinámica de Suelos se han desarrollado metodologías de análisis y ensayos en laboratorio sobre muestras inalteradas para la obtención de las propiedades dinámicas del suelo. Las ventajas y desventajas de cada una de estas metodologías son bien conocidas y deben analizarse con rigor para decidir sobre el dominio de validez de cada una de ellas.

En el estudio del comportamiento del suelo sometido a cargas cíclicas se puede distinguir el comportamiento del suelo a la ruptura y antes de la ruptura. No todos los ensayos permiten llevar el suelo a la ruptura; actualmente solo se puede aplicar grandes deformaciones mediante algunos ensayos de laboratorio.

✓ *Respuesta sísmica de depósitos y estructuras de tierra.*

La modificación de una onda sísmica P ó S debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un terremoto, se conoce como **Efecto Local**. Esta modificación consiste en la amplificación fuerte de la onda así como una mayor duración de la misma y la modificación de su contenido frecuencial.

La respuesta sísmica local o respuesta de sitio ha sido reconocida internacionalmente como un aspecto fundamental en los estudios de microzonificación sísmica de ciudades, la cual consiste en establecer zonas de comportamiento esperado similar de manera que puedan establecerse allí recomendaciones específicas para el diseño y construcción de edificaciones.

#### ✓ *Licuefacción.*

Otro fenómeno inducido en el suelo que resulta igualmente complejo es el comportamiento dinámico de suelos granulares, que actualmente es uno de los problemas que está lejos de ser comprendido en su totalidad; por lo que la Dinámica de Suelos se encarga únicamente de determinar el potencial de licuación de suelos arenosos saturados.

En este trabajo entenderemos por *Licuefacción de Arenas* “el fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante (debido a carga monotónica o cíclica) y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes en la masa de suelo disminuyen a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento se detiene, y el suelo recupera su resistencia y estabilidad” [Díaz, 2006, p.209].

El fenómeno de licuefacción de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Estas grandes presiones de poros son inducidas cuando se aplican a la masa de suelo esfuerzos o deformaciones de cortante, en condiciones tales que no se permite su disipación inmediata, es decir, prácticamente a volumen constante. La licuefacción se genera en un suelo sin cohesión, flojo y saturado, cuando las ondas sísmicas, principalmente las ondas de corte que pasan, distorsionan su estructura, causando el colapso de los paquetes de granos y aumentando la presión de poros ( $\mu$ ) hasta anular las presiones efectivas ( $\sigma'$ ).

Según la Asociación Costarricense de Geotecnia en su Código de Cimentaciones, Existen cuatro tipos principales de rupturas en el terreno que son causadas por la licuefacción las cuales se describen en la tabla 2.4, éstas se detallan a continuación:

#### **Desplazamiento o corrimiento lateral.**

Estos involucran el desplazamiento lateral de un bloque grande de suelo como resultado de la licuefacción de una capa más profunda (ver figura 2.5). El desplazamiento ocurre como respuesta a una combinación de fuerzas gravitacionales e inerciales generadas por un sismo.



**Figura 2.5** Colapso del puente Showa por desplazamiento lateral. Niigata, Japón 1964.

### **Oscilación amplificada del terreno.**

En donde el terreno es plano, con muy poca pendiente y arenoso como para permitir un corrimiento lateral, la licuefacción en profundidad puede desacoplar las capas de suelo suprayacentes a las capas licuables (ver figura 2.6). Esto hace que el suelo superior se mueva según el vaivén que imponga la forma de las ondas sísmicas.

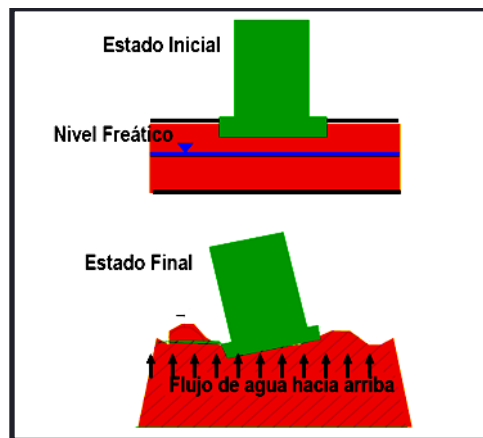


Fisuras  
causadas por  
la  
licuefacción  
del suelo

**Figura 2.6** Licuefacción de suelos en Tahuishco, Moyobamba Perú, sismo de 1990.

### **Pérdida de la capacidad de soporte del suelo.**

Cuando un suelo soporta un edificio u otro tipo de estructura y sufre licuefacción y pérdida de resistencia, ocurren grandes deformaciones en la masa de suelo, las que producen asentamientos y volcamientos de las estructuras lo cual está influenciado significativamente por el nivel freático, ver figura 2.7.



**Figura 2.7 Pérdida de capacidad portante del suelo.**

### **Ruptura-flujo.**

Este tipo de fenómeno ocasiona el desplazamiento de grandes masas de suelo por decenas de metros, y en algunos pocos casos hasta decenas de kilómetros pendiente abajo, a velocidades del orden de 10 Km/hr (ver figura 2.8). Estos flujos pueden incluir suelos totalmente licuados o bloques de material intacto conducidos sobre una capa de suelo licuado.



**Figura 2.8 Deslizamiento en la presa de San Fernando, terremoto de 1971.**

En la tabla 2.4 se presentan los tipos de inestabilidad estructural del suelo (causado por la licuefacción), es decir, los efectos que provoca la falla del suelo a las estructuras, relacionadas con el tipo de estructura más afectada y sus condiciones.

**Tabla 2.4 Tipos de inestabilidad estructural originados por fenómenos de licuación.**

<b>TIPOS DE INESTABILIDAD ESTRUCTURAL</b>	<b>ESTRUCTURAS MÁS FRECUENTEMENTE AFECTADAS</b>
Pérdida de capacidad de soporte.	Estructuras superficiales y enterradas.
Inestabilización de taludes.	Estructuras construidas sobre o taludes en su base. Presas de tierra.
Movimientos de suelos licuables adyacentes a depresiones topográficas.	Pilas de puentes. Líneas de ferrocarril. Carreteras. Líneas vitales.
Flujo lateral en terreno horizontal.	Estructuras especialmente con losas sobre el terreno. Líneas vitales. Carreteras. Ferrocarriles.
Subpresión en exceso en estructuras causada por alta presión de poros.	Tanques enterrados. Líneas vitales.
Formación de subsidencias por volcanes de arena.	Estructuras sostenidas sobre el terreno.
Incremento de esfuerzos laterales en suelo licuado.	Muros de retención. Estructuras portuarias.

Fuente: Código de Cimentaciones de Costa Rica, 1994, p.150.

✓ ***Diseño de Cimentación de Maquinaria.***

Cuyo objetivo principal consiste en limitar el movimiento de dicha cimentación a valores permisibles que permitan una operación segura. El gráfico 2.1 permite relacionar la amplitud de

vibración máxima ( $A_{\max}$ ) con la frecuencia ( $f$ ) para lograr obtener umbrales de trabajo que no afecten a la maquinaria y a la persona que la esté utilizando.

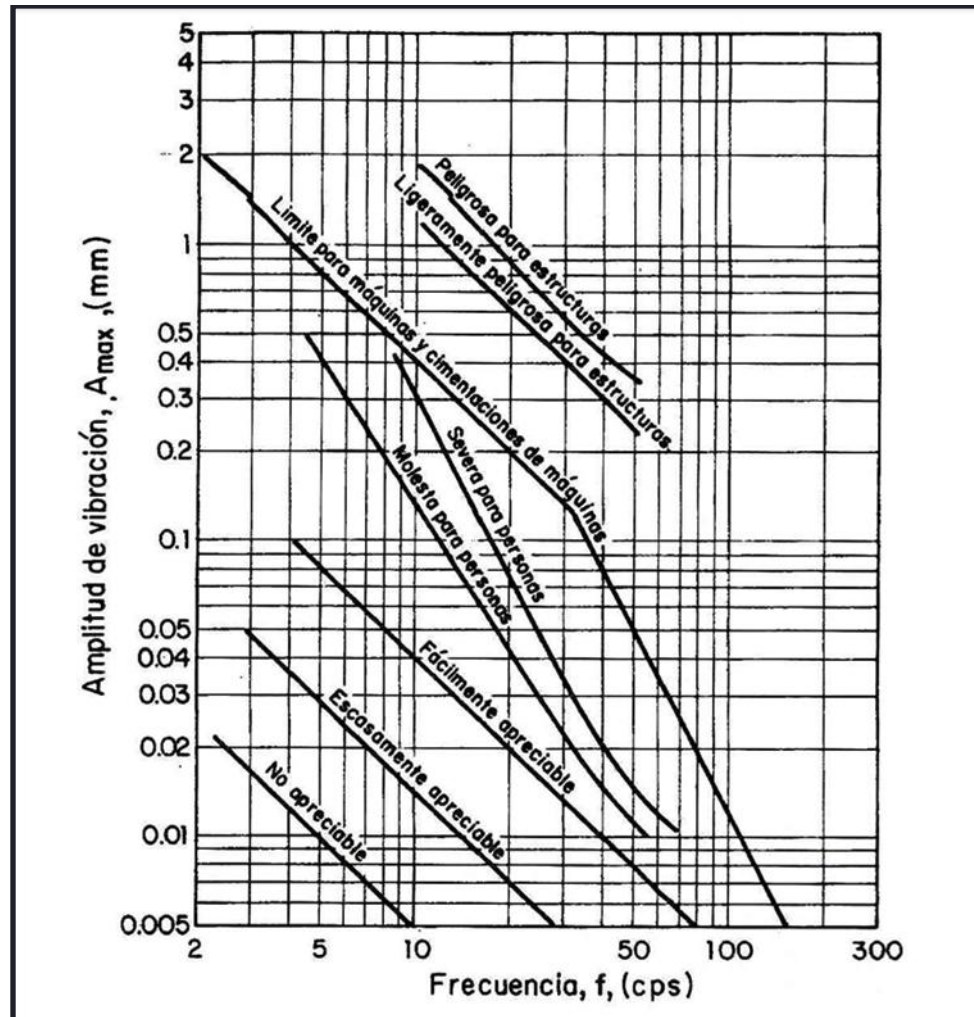


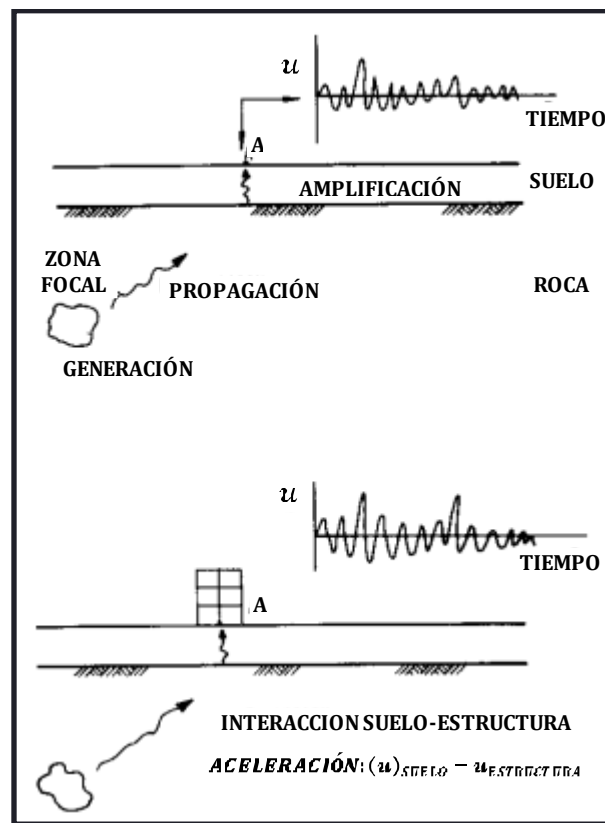
Gráfico 2.1 Amplitud permisible de vibración vertical en función de la frecuencia (Richart, 1962)

[Díaz, 2006. p. 103].

#### ✓ *Interacción dinámica suelo-estructura.*

El análisis de edificios se lleva normalmente a cabo suponiendo que el movimiento que se aplica en su base, o las fuerzas estáticas equivalentes que obran en sus distintos niveles, son independientes de la cimentación. Sin embargo, existen casos en que el movimiento en cualquier punto de la frontera suelo-estructura es sensiblemente diferente del que habría ocurrido en dicho

punto si la estructura no estuviese presente; en estos casos se dice que existe interacción suelo-estructura. En la figura 2.9 se representa dicho fenómeno, en donde se puede observar que la propagación de las ondas sísmicas provoca la aceleración ( $u$ ) del suelo (punto A), posteriormente con la presencia de una determinada estructura sobre dicho punto, su aceleración se ve influenciada significativamente.



**Figura 2.9** Modificación del movimiento del suelo debido a la presencia de una determinada estructura.

La práctica generalmente aceptada para el diseño sismorresistente de las fundaciones consiste en utilizar un enfoque pseudoestático, en el cual las cargas inducidas en las fundaciones por los movimientos sísmicos se determinan en base a las reacciones y momentos necesarios para el equilibrio estructural.

Bajo cargas sísmicas muchos suelos pueden movilizar una resistencia mayor que la resistencia estática. Para los suelos no cohesivos y no saturados este aumento puede ser de alrededor de 10 por ciento, mientras que para los suelos cohesivos puede llegar a ser de hasta 50 por ciento.

Debido a que las cargas sísmicas son transitorias por naturaleza, una "falla" del suelo por un período de tiempo breve durante un ciclo de carga puede no ser significativa. Las rotaciones o desplazamientos cíclicos asociados con la *fluencia* del suelo pueden representar un problema potencialmente mayor, ya que podrían afectar los desplazamientos de la estructura o la distribución de los momentos flectores y esfuerzos de corte en las columnas y otros elementos.

Considérese el caso de los pilotes en el que la Interacción Suelo-Pilote, durante un sismo, induce cargas inerciales que provocan desplazamientos los cuales pueden afectar los momentos flectores; esto se ilustra de manera idealizada en la figura 2.10. Cerca de la cabeza de los pilotes los momentos flectores serán dominados por las cargas laterales. A mayor profundidad, donde la rigidez del suelo aumenta progresivamente en relación con la rigidez de los pilotes, el pilote estará obligado a deformarse de manera similar al terreno, y los momentos flectores del pilote se vuelven una función de las curvaturas inducidas por los desplazamientos libres del terreno.

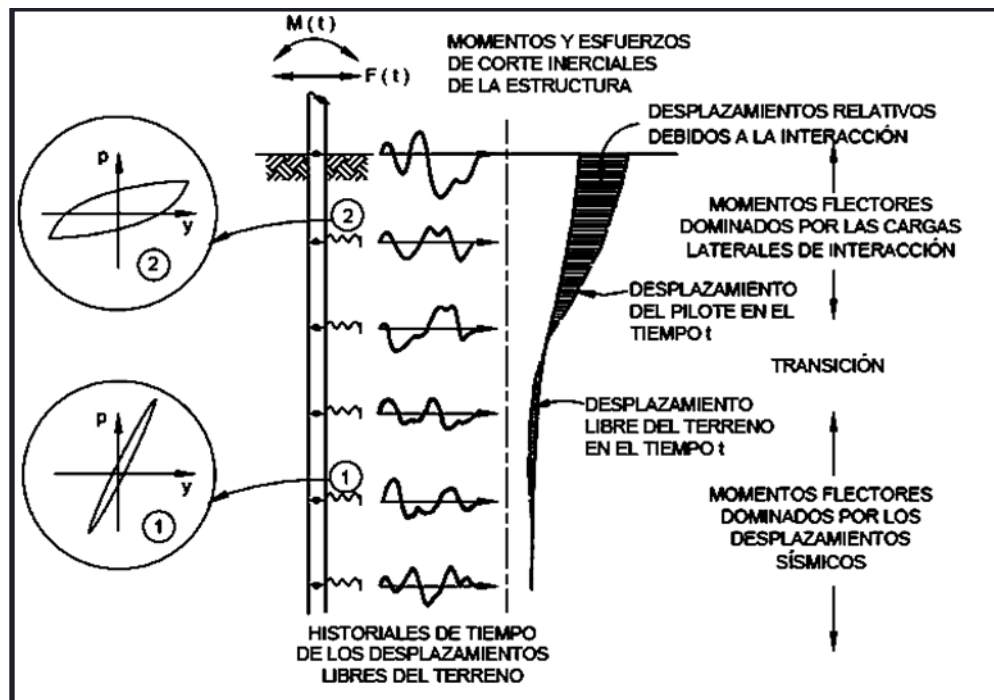


Figura 2.10 Mecanismo de interacción suelo-pilote durante la aplicación de cargas sísmicas.

#### 2.2.4 TIPOS DE SOLICITACIONES DINÁMICAS.

La naturaleza de las cargas dinámicas que además de ser funciones del tiempo son cíclicas reversibles se deben en gran medida a las fuentes que las originan. Este tipo de fuentes son los



eventos que ocasionan que la superficie de la tierra vibre, la respuesta que se genera en el terreno es compleja, considerando que esto se debe significativamente a la heterogeneidad del suelo.

Una clasificación general de las sollicitaciones dinámicas es así:

**1. Sollicitaciones establecidas;** Las acciones establecidas son aquellas cuyas características como, amplitud y frecuencia, son conocidas y aproximadamente constante durante la vida útil de la obra, un ejemplo de ello son las vibraciones provocadas por el funcionamiento de maquinarias. Las causas de la generación de vibraciones en maquinaria se atribuyen a las siguientes causas:

✓ *El desbalance*, constituye una de las fuentes más comunes en el problema de vibración en maquinaria siendo la causa principal en aproximadamente el 40% de los casos de vibraciones excesivas, según el Dr. Evelio Palomino<sup>1</sup>, Este se produce cuando el rotor posee una masa concentrada a cierta distancia con respecto al centro de rotación de este. Ambos factores se combinan con respecto al centro de rotación de este para producir un vector fuerza de cierta posición. Si el rotor posee más de una concentración de masa, se tendrá un vector de fuerza resultante de la suma vectorial de los vectores fuerza individual, todo esto conduce al hecho que, como el vector fuerza gira con el rotor, entonces se genera una vibración a la misma frecuencia de rotación.

✓ *Desalineamiento*, este es otra condición particular de las máquinas que son causante de vibraciones, esto ocurre en diferentes partes de una máquina rotatoria. Por ejemplo, puede estar presente entre dos rodamientos o en un par de ruedas dentadas. No obstante, se presenta con mayor frecuencia en el acople de dos máquinas o sea, entre la unidad conductora y la unidad conducida.

Para el análisis mecánico se puede usar el esquema que se muestra en la figura 2.11, cabe mencionar que este es una forma idealizada ya que en una máquina en funcionamiento tiene un funcionamiento muy complejo y requiere de la experiencia del investigador para establecer las posiciones de las fuerzas individuales, sin embargo este esquema es aceptado para el análisis de vibraciones en maquinas rotatorias.

---

<sup>1</sup> En su documento “[www.cujae.edu.cu/centros/ceim/articulos/monografia](http://www.cujae.edu.cu/centros/ceim/articulos/monografia)”

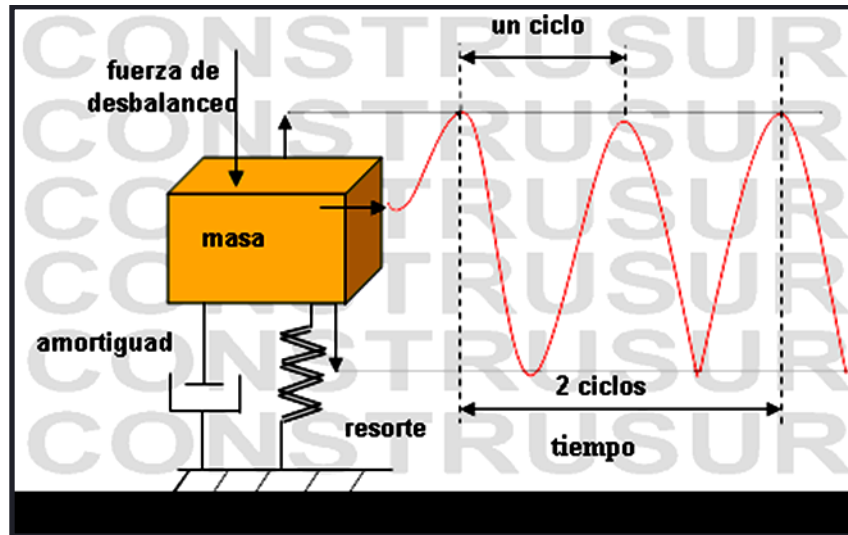


Figura 2. 11 Esquemización de una maquina con un problema de desbalance y su modo de vibrar.

[Fuente: [www.construsur.com](http://www.construsur.com)].

Ahora bien, las maquinarias que causan vibraciones se pueden clasificar en cuatro categorías, así están:

✓ **Máquinas reciprocantes:** incluye, motores de combustión interna, máquinas de vapor, bombas y compresor de tipo pistón. (ver figura 2.12). Las cuales funcionan bajo el principio de cambiar el movimiento lineal de un pistón al movimiento rotatorio de una manivela y viceversa La operación de una máquina reciprocante produce fuerzas desbalanceadas tanto en la dirección del movimiento del pistón como en la dirección perpendicular a él. La magnitud de las fuerzas y los momentos que se generan dependerá de las características particulares de la máquina como por ejemplo el número de cilindros, el tamaño y su desplazamiento.

Las cargas inerciales aparecen en la dirección del eje del pistón, sin embargo, también se generan fuerzas debido al desbalance que sufre la manivela.

✓ **Máquina de impacto:** Las Máquinas de impacto son utilizadas para formar, cortar o punzonar un material a trabajar en una matriz de moldeo por acción de impacto durante una operación de impacto llevada a cabo por medio de dispositivos de impacto. incluye, martillos de forja (ver figura 2.13). Las cargas dinámicas actúan como un pulso, es decir, alcanzando un máximo después del impacto, para luego decaer a su valor mínimo lo cual sucede en unos milisegundos.

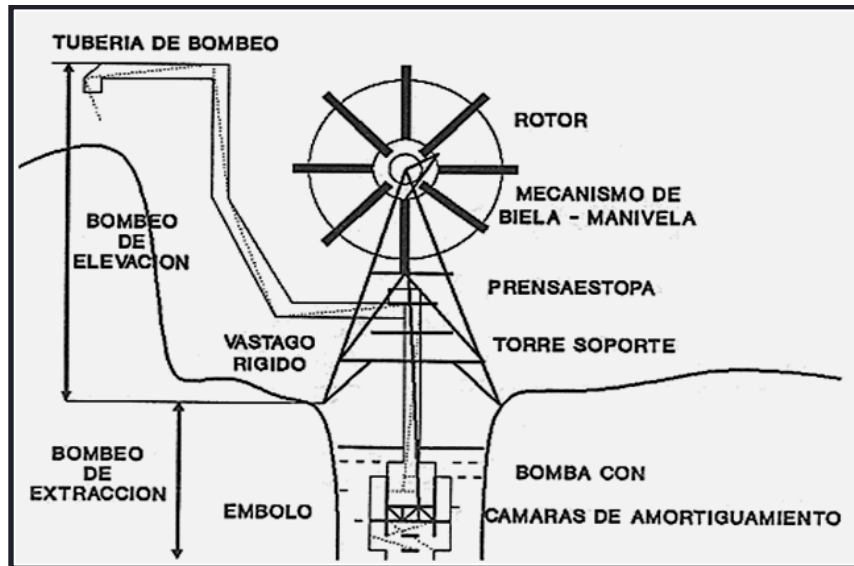


Figura 2.12 Máquina reciprocante [Fuente: mx.geocities.com].

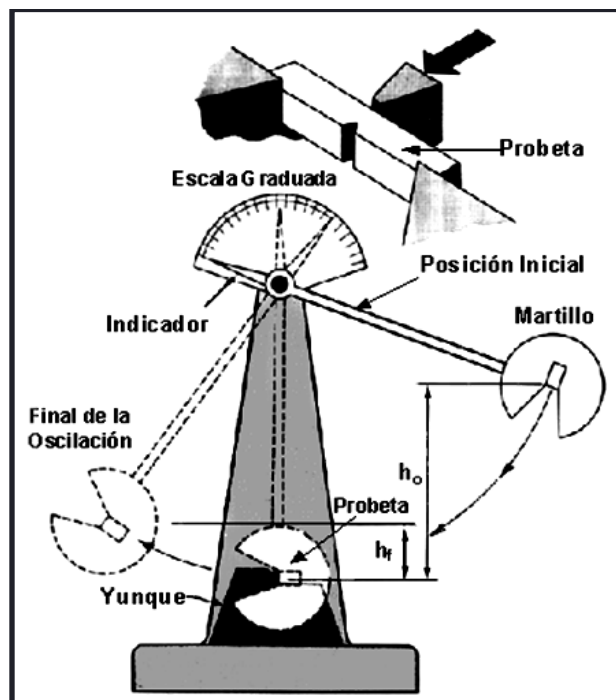
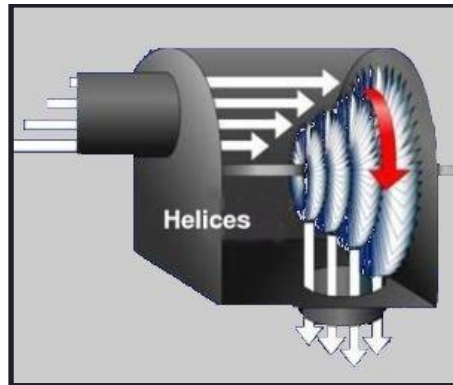


Figura 2.13 Máquina de impacto. [Fuente: mx.geocities.com].

✓ *Turbinas*. Son máquinas de alta velocidad y con poco desbalance lo cual introduce cargas pequeñas, sin embargo; son sensibles a los asentamientos y deflexiones (ver figura 2.14). Las

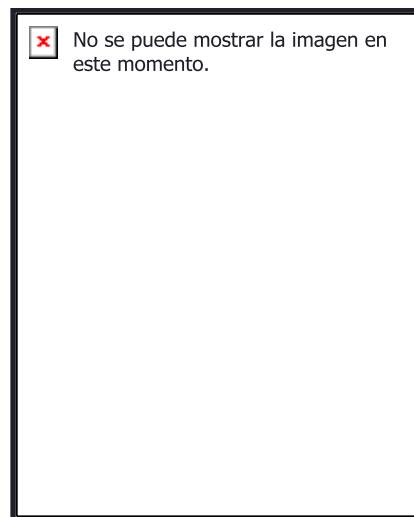
vibraciones inducidas por turbinas son no armónicas a pesar de que la mayoría de sus componentes tienen un comportamiento armónico.



**Figura 2.14** Turbina generadora de energía.

[Fuente:[http://es.wikipedia.org/wiki/Imagen:Dampfturbine\\_Laeufer01.jpg](http://es.wikipedia.org/wiki/Imagen:Dampfturbine_Laeufer01.jpg)energía].

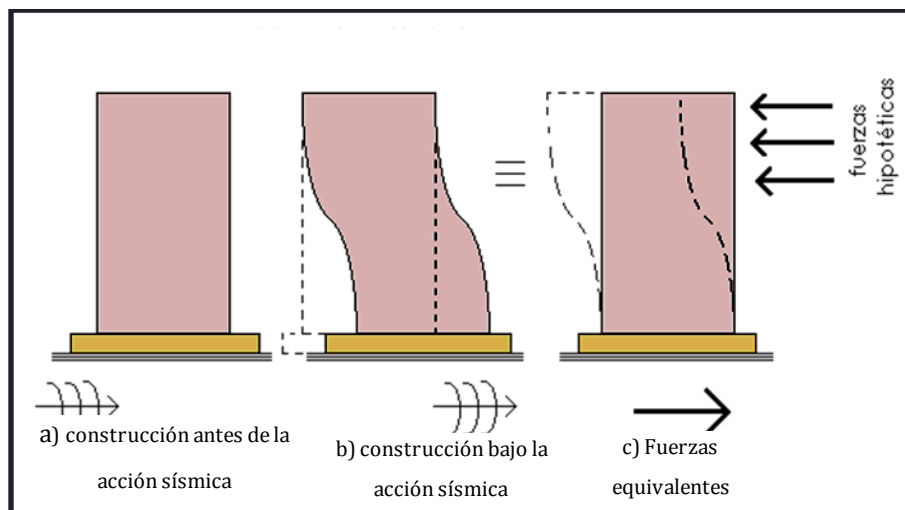
✓ *Maquinas especiales*. En estas categorías se incluyen aquellas máquinas que por su importancia y/o función específica representa condiciones especiales. Por ejemplo: torres de radar, (ver figura 2.15).



**Figura 2.15** Torre de radar [fuente: [www.will.zoomblog.com](http://www.will.zoomblog.com)].

**2. Solicitaciones accidentales.** Las accidentales son aquellas que como su nombre lo indica ocurren de manera súbita, tomando valores importantes solo durante pequeños intervalos de la vida útil de las obras, como ejemplo de este tipo son: *sismos*, *vientos*, *explosiones* y *oleajes*.

✓ **Sismos**; Estos son la principal causa de generación de esfuerzos dinámicos en una estructura y en el suelo en general, por tanto constituyen una de las amenazas más grandes, ver figura 2.16. Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la estructura (amortiguamiento masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas. Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura. Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de ésta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.



**Figura 2.16** Solicitación accidental del tipo sísmico y su efecto sobre una estructura.

✓ **Vientos**; produce cargas dinámicas pero que en ocasiones son analizadas como cargas estáticas equivalentes. La presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y debe ser calculada, principalmente, en las superficies expuestas de una estructura. Debido a la rugosidad de la tierra, la velocidad del viento es variable y presenta turbulencias. Sin embargo, se asume que la edificación asume una posición deformada debido a una velocidad constante y que vibra a partir de esta posición debido a la turbulencia. El procedimiento analítico para evaluar los efectos producidos por la fuerza del viento involucra el análisis simple, si los efectos producidos por la fuerza del viento no son fundamentales en el diseño, o el análisis completo, si por el contrario, las fuerzas de viento en algún sentido resultan determinantes en el diseño. Estas cargas dependen de la ubicación de la estructura, de

su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones.

- ✓ **Explosiones**; El hombre en procesos constructivos, demolición de estructuras, voladuras en canteras y otro tipo de trabajos produce explosiones que a veces se detectan a distancias considerables originando sacudidas sísmicas que pueden afectar a las estructuras de algún edificio, ver figura 2.17. La cantidad de vibración está en función de la energía necesaria para un propósito o trabajo específico, dicha energía liberada es mucho menor a la de un sismo de intensidad moderada. Este es un evento en el que las ondas se propagan por medio de un frente de onda de choque, a una elevada velocidad. Esta velocidad de llegada de las ondas depende de la energía desprendida en el proceso.

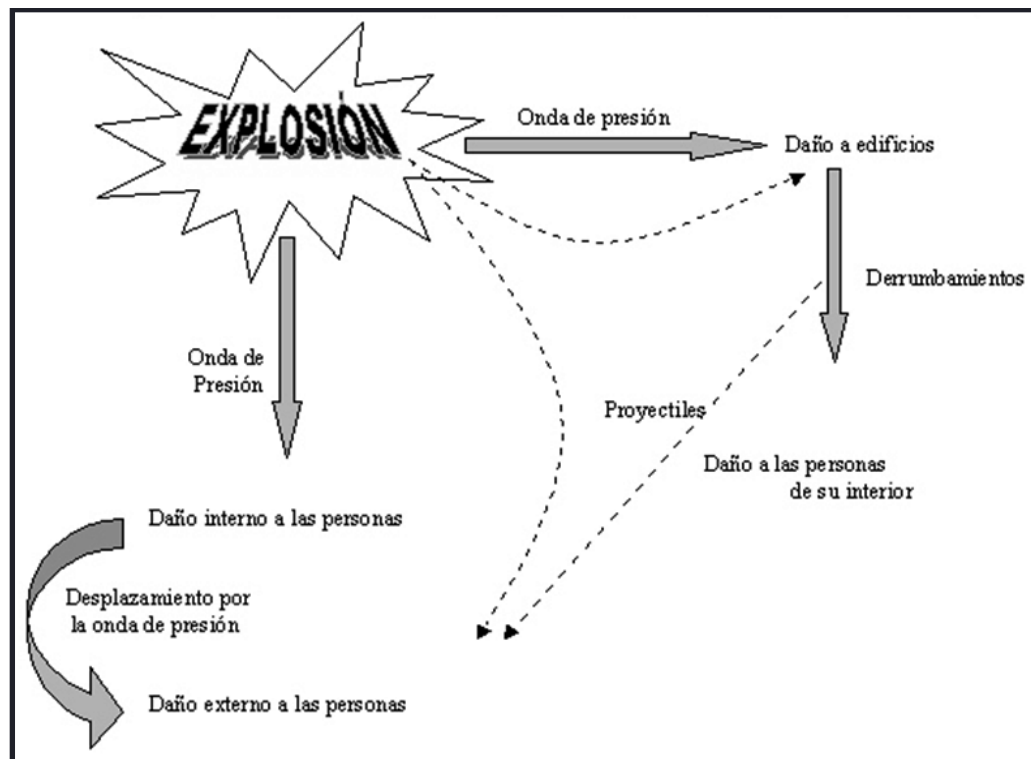


Figura 2.17 Solicitación accidental del tipo explosiva y los efectos que ocasiona.

- ✓ **Oleajes**; Es la generación de esfuerzos producidos por el ascenso y choque de la masa de agua a una estructura expuesta al oleaje o corrientes de agua, y la transformación de flujo en cantidad de movimiento horizontal, figura 2.18. La evaluación de las presiones dinámicas

sobre una estructura vertical mediante una relación lineal con la densidad del fluido, una anchura de lámina de agua y un parámetro adimensional que considera la deceleración del flujo puede encontrarse también.



**Figura 2.18** Solicitación accidental debido al oleaje la cual genera esfuerzos producidos por el ascenso y choque de la masa de agua a una estructura.

Las solicitaciones dinámicas relevantes y que son de interés ingenieril se pueden agrupar en cuatro categorías:

- ✓ Ingeniería sísmica: sismos.
- ✓ Cimentaciones de maquinaria.
- ✓ Estructuras sometidas a oleajes.
- ✓ Acciones provocadas por el hombre: explosiones, tránsito de vehículos, actividades de construcción.

### **2.2.5 TEORÍA DE REFRACCIÓN Y REFLEXIÓN DE ONDAS.**

La formación de ondas requiere de una fuente inicial perturbadora que saque al sistema de su estado de equilibrio. Cuando una onda alcanza a una partícula situada en el medio pone a esa partícula en movimiento y la desplaza, transfiriéndole así energía tanto cinética como potencial. Mediante el movimiento ondulatorio, puede transmitirse a grandes distancias no solamente energía, sino también información sobre la naturaleza de la fuente de ondas. Un terremoto por

ejemplo, es una perturbación que genera ondas que provocan la vibración de la tierra como resultado de una rápida liberación de energía. La energía liberada irradia en todas las direcciones desde su origen “el foco”, en forma de ondas; estas ondas se clasifican como internas y superficiales.

**Ondas internas**; son llamadas también de cuerpo y entre estas se encuentran las ondas primarias P y las ondas secundarias o de cortante “S”.

- ✓ **Ondas primarias u ondas P** se caracterizan por propagarse de forma que las partículas del suelo experimentan cambios de volumen pero sin rotación. Estas se transmiten en medios sólidos como líquidos y algunas veces son audibles. Como se muestra en la figura 2.19, la propagación de una onda P se produce como una serie de impulsos alternados de compresión y dilatación que recorren el suelo o la roca.
- ✓ **Ondas secundarias u ondas S**, generan un movimiento en el interior del medio, ortogonal a la dirección de propagación de la misma (la figura 2.20 muestra el desplazamiento ortogonal que experimenta la masa de suelo por el paso de un tren de ondas secundarias “S”), deformando las partículas de suelo al imponerles rotación y generando esfuerzos cortantes, por tanto solo se propagan en medios sólidos.

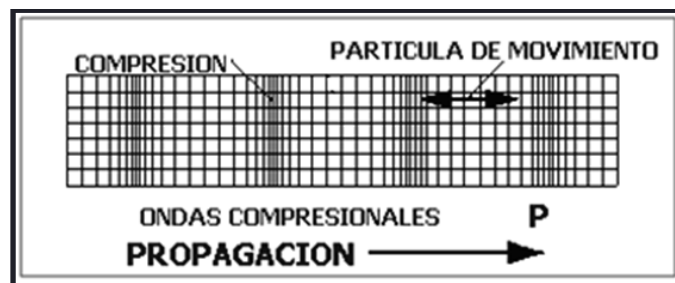


Figura 2.19 Dilatación y compresión que provoca el paso de una onda P en un perfil de suelo

[Fuente: [www:///F:/Ondas%20Sismicas.htm](http://www:///F:/Ondas%20Sismicas.htm)].

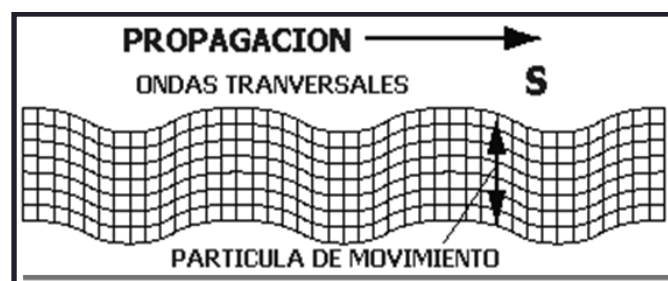


Figura 2.20 Forma de desplazamiento de una onda S en el suelo.

[Fuente: [www:///Ondas%20Sismicas.htm](http://www:///Ondas%20Sismicas.htm)].



**Ondas superficiales**, son consecuencia de las ondas primarias P y secundarias S y se propagan en la parte más exterior de la corteza terrestre experimentando ahí su máxima amplitud y se atenúan rápidamente con la profundidad, y son conocidas como ondas de Rayleigh y love.

- ✓ **Ondas Rayleigh**, se empiezan a transmitir alrededor del epicentro o proyección del foco sobre la superficie terrestre. Estas ondas tienen su máxima amplitud en la superficie libre, la cual decrece exponencialmente con la profundidad. “Son ondas más lentas que las ondas de cuerpo y su velocidad de propagación es casi un 70% de la velocidad de las ondas S”<sup>2</sup>.

Son conocidas como ondas de Rayleigh en honor al científico que predijo su existencia. La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda. Una analogía de estas ondas lo constituyen las ondas que se producen en la superficie del agua. La figura 2.21 y 2.22 muestran la trayectoria y deformación que experimenta una partícula bajo la influencia de una onda Rayleigh.

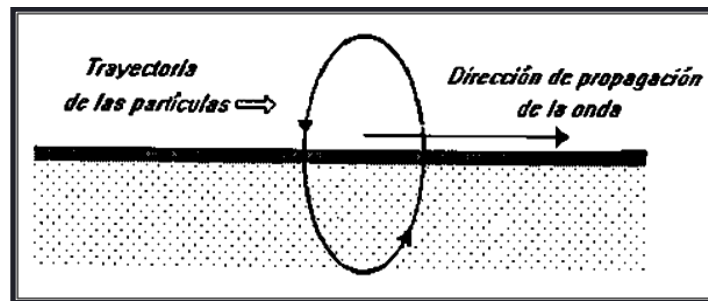


Figura 2.21 Movimiento elíptico descrito por las partículas en una onda Rayleigh [Fuente: [www:///F:/Ondas%20Sismicas.htm](http://www:///F:/Ondas%20Sismicas.htm)].

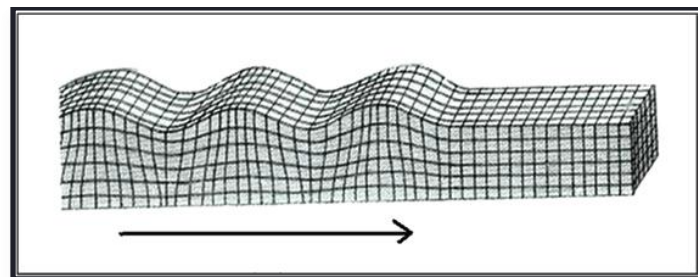


Figura 2.22 Deformación del suelo por el paso de una onda superficial Rayleigh [Fuente: [www:///F:/tema5.htm](http://www:///F:/tema5.htm)].

<sup>2</sup> Fuente: “[www:///F:/Onda\\_sismica%20viernes.htm](http://www:///F:/Onda_sismica%20viernes.htm)”

✓ **Ondas Love**, llamadas así en honor del científico que las estudió. El británico A.E.H. Love quien desarrolló un modelo matemático de estas ondas en 1911. La velocidad de las ondas Love es un 90% de la velocidad de las ondas S y es ligeramente superior a la velocidad de las ondas Rayleigh. Estas se generan sólo cuando un medio elástico se encuentra estratificado, situación que se cumple en nuestro planeta pues se encuentra formado por capas de diferentes características físicas y químicas. Las ondas Love se propagan con un movimiento de las partículas, perpendicular a la dirección de propagación, como las ondas S, sólo son polarizadas en el plano de la superficie de la Tierra, es decir sólo poseen la componente horizontal a la superficie (ver figura 2.23). Las ondas Love pueden considerarse como ondas S "atrapadas" en la superficie. La trayectoria que describen las partículas del medio al propagarse la onda es elíptica retrógrada y ocurre en el plano de propagación de la onda (ver figura 2.24).

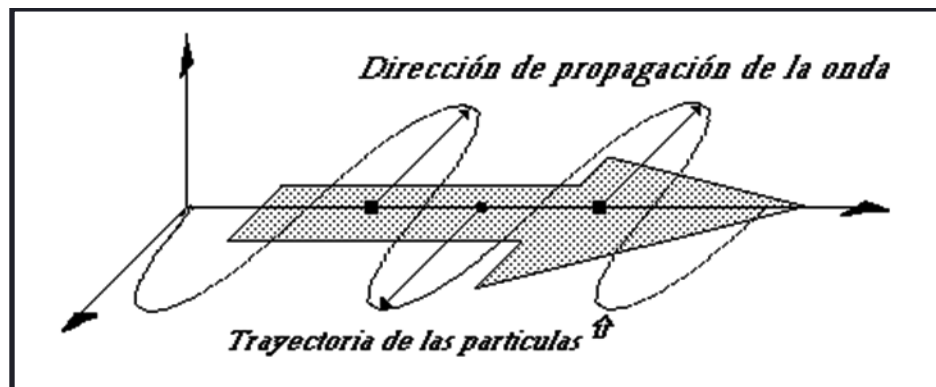


Figura 2.23 Trayectoria de una onda Love paralela a la superficie de la tierra [Fuente: [www:///F/Ondas%20Sísmicas.htm](http://www:///F/Ondas%20Sísmicas.htm)].

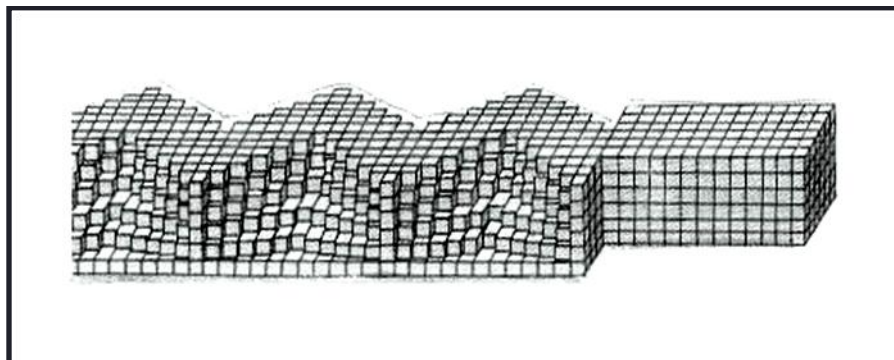


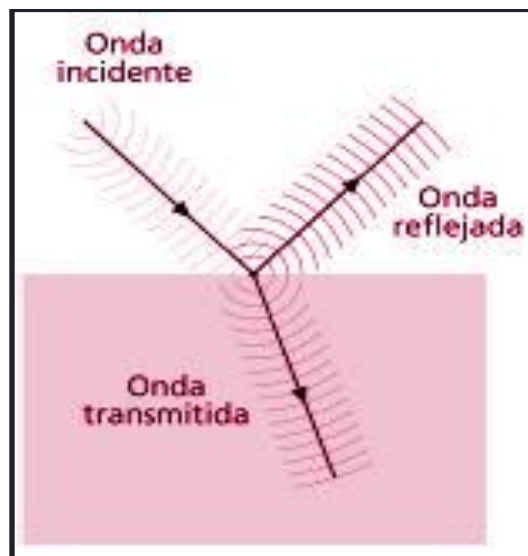
Figura 2.24 Ondas superficiales Love. [Fuente: [www:///F/tema5.htm](http://www:///F/tema5.htm)].

Las ondas internas se propagan a partir de su origen en todas direcciones con un frente de ondas generalmente esférico, en un medio elástico y homogéneo, las ondas se propagan en línea recta. Ahora bien, la dirección de desplazamiento de los movimientos ondulatorios se modifica cuando la onda llega a la frontera de separación entre dos medios diferentes. En estos casos se producen los conocidos efectos de reflexión, refracción y dispersión de ondas. Estos fenómenos se presentan en todos los tipos de ondas, sin embargo aquí estudiaremos lo que sucede con las ondas sísmicas viajando a través de diferentes estratos de suelo con propiedades elásticas diferentes.

### **Reflexión:**

Cuando una onda sísmica incide sobre la superficie de separación entre dos medios diferentes, una parte de su energía se transmite al segundo medio en forma de una onda transmitida de características similares al incidente, mientras que otra parte de la energía incidente rebota en dicha superficie y se propaga hacia atrás, al primer medio, para constituir una onda reflejada. Este fenómeno de reflexión y transmisión de perturbaciones oscilatorias es común tanto a las ondas mecánicas como a la luz y otras ondas electromagnéticas.

En la figura 2.25 se muestra cómo la onda sísmica incidente choca contra un estrato con propiedades diferentes y la onda sísmica se refleja y se refracta.



**Figura 2.25 Fenómeno de reflexión y refracción de ondas al incidir con un estrato de diferentes propiedades [Fuente: [www://F:\Reflexión y refracción de ondas - hiru\\_com.mht](http://www.fisica.com/mht)].**

Cuando la onda sísmica incide o choca con una discontinuidad, por ejemplo al arribar las ondas P y S a la superficie de la tierra se encuentran con una discontinuidad, la del contacto entre las rocas y la atmósfera, en ese momento casi todas la energía de las ondas se reflejan hacia el interior de la corteza en forma de ondas P y S, por lo que ocurre a menudo una ampliación considerable de las ondas incidentes que se traducen en efectos nocivos sobre el terreno.

**Ley de Snell**, es utilizada para calcular el ángulo de refracción de una onda incidente que atraviesa la superficie de separación (interface) entre dos estratos de suelo diferentes (ver figura 2.26). Esta ley dice que el seno del ángulo incidente ( $\alpha_i$ ) es al seno del ángulo de refracción ( $\alpha_R$ ) como la velocidad de la onda incidente ( $V_i$ ) es a la velocidad de la correspondiente onda refractada ( $V_r$ ), tal como se enuncia en la ecuación 2.2.

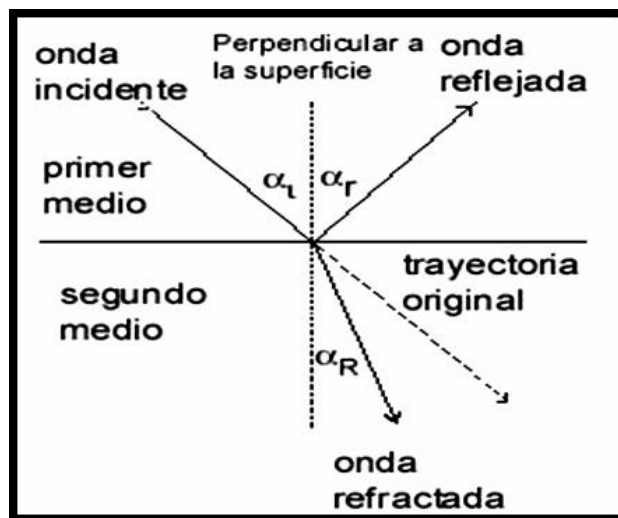


Figura 2.26 Reflexión y refracción de una onda incidente en el suelo.

[Fuente: usuarios.lycos.es].

La primera ley de Snell, conocida también como ley de la reflexión, simplemente manifiesta que  $\theta_i = \theta_e$ , es decir, que el ángulo de incidencia ( $\theta_i$ ) de un rayo es igual al ángulo de reflexión ( $\theta_e$ ), midiendo ambos ángulos respecto a la normal de la superficie (ver figura 2.27).

### Refracción:

Dicho fenómeno se da cuando la onda choca contra un estrato geológico de propiedades distintas cambiando la dirección con la que viajaba originalmente. Las características del movimiento

refractado dependen de la forma en que presente la superficie de separación entre los dos medios, así como la velocidad de propagación de ambos.

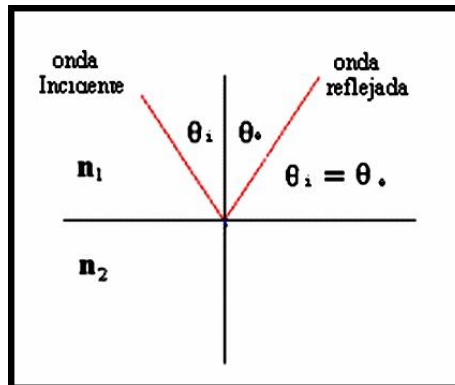


Figura 2.27 Onda reflejada y el ángulo  $\theta_e$  formado con respecto a la normal a la superficie.

[Fuente: [www.fisica-facil.com](http://www.fisica-facil.com)].

En la figura 2.28 se puede ver como la onda incidente ( $V_i$ ) al chocar contra la interfase se dobla esto es decir se refracta y el Angulo ( $\theta_i$ ) cambia a tener un valor ( $\theta_e$ ) en el medio dos, esto se explica con la ley de Snell que relaciona las velocidades y los ángulos de refracción así:

$$\frac{\sin \theta_i}{V_i} = \frac{\sin \theta_e}{V_e} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Donde:

$\theta_i$  = Angulo original de una onda ya sea primaria o secundaria, grados.

$\theta_e$  = Angulo con el que viajaría la onda después de chocar con la frontera de suelo con densidad diferente, grados.

$V_i, V_e$  = Representan las velocidades inicial y reflejada respectivamente, m/s.

La velocidad de ondas primarias se obtiene así:

$$V_p = \frac{k + \frac{3}{4}G}{\rho} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Donde:

$K$  = Módulo de compresibilidad del suelo.

$G$  = Módulo de rigidez al cortante del suelo.

$\rho$  = Densidad del material o suelo en análisis.

La velocidad de onda de corte, se obtiene así:

$$V_s = \frac{\sqrt{G}}{\rho} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

$G$  = Módulo de rigidez al cortante de un estrato de suelo,  $\text{Kg/m}^2$ .

$\rho$  = Densidad del suelo en análisis,  $\text{Kg/m}^3$ .

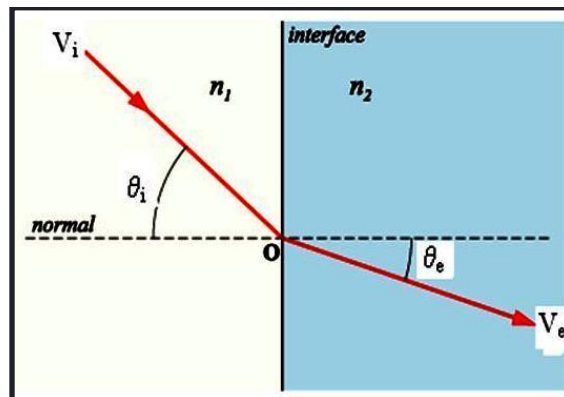


Figura 2.28 Refracción de ondas [Fuente: [www.nacc.upc.es](http://www.nacc.upc.es)].

El Ángulo crítico en refracción es el ángulo que incide una onda en una interfaz entre dos medios para el cual la onda que se refracta en el segundo medio viaja por dicha interfaz con la velocidad del segundo medio.

### 2.3 ESTADO DE ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO.

La historia de esfuerzos a la que ha estado sometido un determinado tipo de suelo es muy diversa, estos pudieron haber sido ocasionados por fuerzas tectónicas, geológicas o por el peso propio de estructuras creadas por el hombre. Es un hecho que cualquiera que sea la naturaleza de las cargas impuestas al suelo, éste sufre un cambio en el estado de esfuerzos, lo cual se acentúa por las fuerzas actuantes, propiedades mecánicas estáticas y dinámicas del suelo, tipo de suelo, entre otros.

Sin embargo, es muy conocido que el movimiento del suelo provocado por las cargas a que se ve sometido, es la causa principal de asentamientos diferenciales o totales, pérdida de resistencia, cambio en sus propiedades estáticas y dinámicas, etc. Por ello podemos hablar de **cargas estáticas** y **dinámicas**, que son la causa de los esfuerzos estáticos y dinámicos que son inducidos en la masa de suelo, respectivamente.

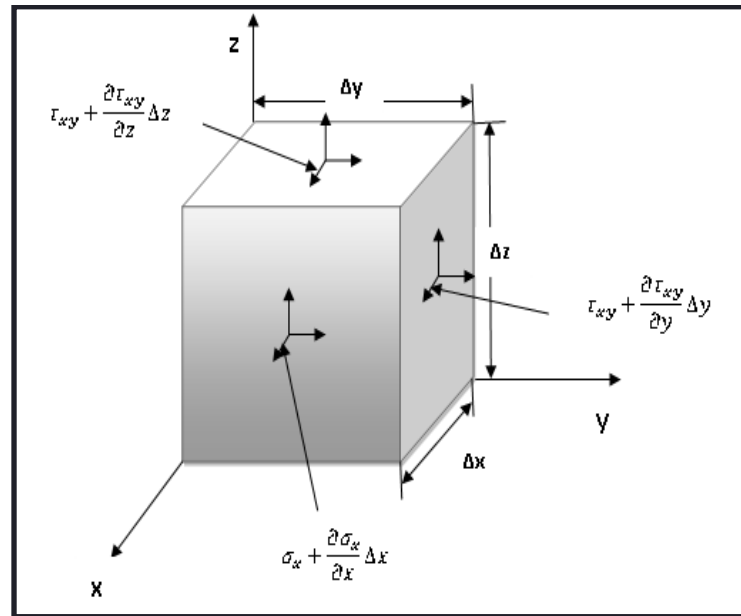
Las cargas estáticas, son aquellas cuyo valor es aproximadamente constante y no cambian drásticamente con el tiempo, dentro de las cuales podemos mencionar, cargas ocasionadas por el peso propio de las edificaciones, carreteras.

Ahora bien, cuando se trata de cargas dinámicas que además de ser función del tiempo, producen esfuerzos y deformaciones de naturaleza cíclica, esto es, se presentan varios ciclos de carga-descarga-recarga [Díaz, 2006] es de hacer notar que estas cargas pueden tomar valores importantes solo durante pequeños intervalos en un instante.

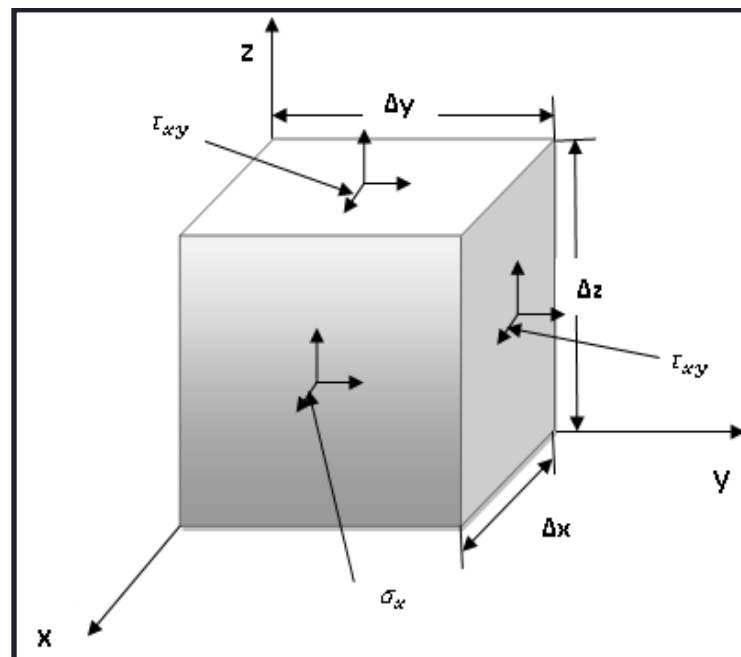
Como se sabe, el suelo no presenta características de continuidad, no obstante, para el estudio de los esfuerzos inducidos en él, se utilizan diversas teorías que lo consideran como un medio continuo, homogéneo y elástico.

Por lo general, el esfuerzo sobre un punto no es el mismo en todas las direcciones y, por tanto, es importante estudiar el estado general de esfuerzos que existe en un punto dentro de la masa de suelo y considerar las relaciones entre los esfuerzos actuantes en las diferentes direcciones.

En la figura 2.29, se muestra el estado general de esfuerzos totales en un elemento dentro de una masa de suelo. El estado de esfuerzos que resulta en cada cara se caracteriza por una componente de esfuerzo normal  $\sigma$  y dos componentes de esfuerzo cortante  $\tau$ , cada una de las cuales se identifica con un sufijo direccional relacionado con las tres direcciones de referencia x, y, z. Sin embargo, para este estado de esfuerzos debe existir en el elemento un conjunto de tres planos mutuamente perpendiculares sobre los cuales el esfuerzo resultante es normal, con las componentes de esfuerzo cortante nulas. Estos son los *planos principales*, y los esfuerzos normales asociados son los *esfuerzos principales*. En orden de magnitud descendente tenemos el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) que actúa sobre el plano principal *mayor*, el esfuerzo principal intermedio ( $\sigma_2$ ) que actúa sobre el plano principal intermedio, y el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) que actúa sobre el plano principal menor.



a) Esfuerzos ante carga dinámica.



b) Esfuerzos ante carga estática.

Figura 2.29 Estado general de esfuerzos en un elemento de suelo [Colindres, 1983].



De la simbología mostrada en la figura 2.29 se tiene:

Donde:

$\tau_{xy}$  = Esfuerzo cortante.

$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial z} \Delta z$  = Diferencial de esfuerzo cortante.

$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \Delta y$  = Diferencial de esfuerzo cortante.

$\sigma_x$  = Esfuerzo axial en la dirección x.

$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \Delta x$  = Diferencial de esfuerzo axial respecto a x.

Por analogía existe una serie de ejes principales para las *deformaciones principales*, figura 2.30. Los ejes principales para los esfuerzos principales pueden no coincidir con los ejes para las deformaciones principales.

En cualquier caso, hay siempre una orientación de los ejes que producen los esfuerzos o deformaciones principales.

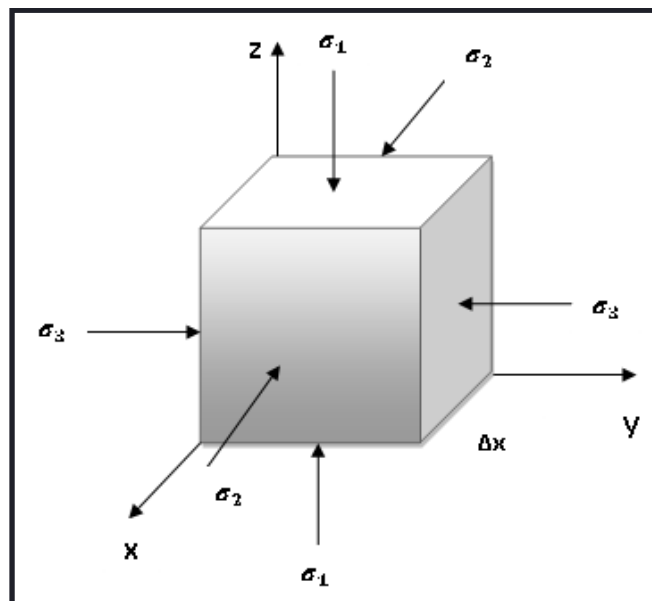
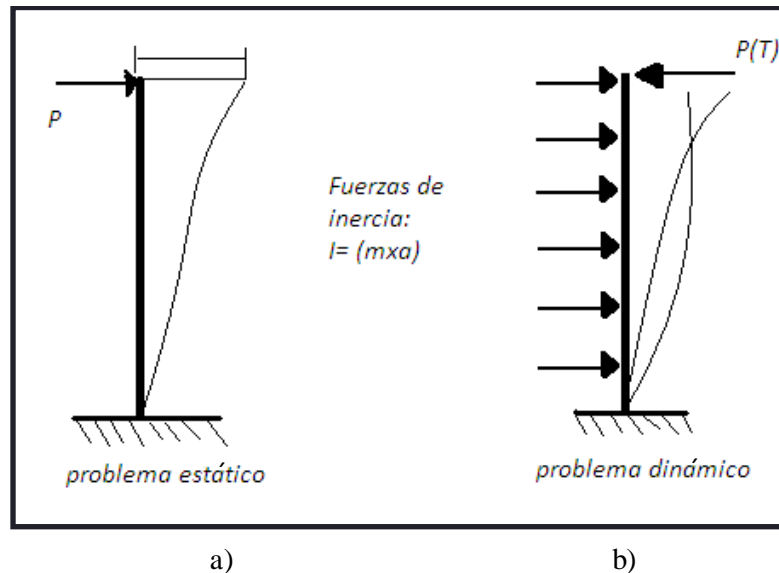


Figura 2.30 Esfuerzos principales en un elemento de suelo homogéneo, isotrópico y elástico.

[Colindres, 1983].

Para entender la naturaleza de los esfuerzos que son generados tanto por cargas estáticas o dinámicas veamos el caso siguiente:



**Figura 2.31 Naturaleza de las cargas estáticas y dinámicas aplicadas a una viga a) problema estático, b) problema dinámico [Colindres, 1983].**

En una viga sometida a una carga estática,  $\mathbf{P}$ , las fuerzas internas que resisten la carga se calculan por simple estática, y de ella se obtienen los esfuerzos resultantes y sus deformaciones, de manera similar a la fuerza que se aplica a un suelo estratificado cuyo esfuerzo se incrementa gradualmente hasta un valor máximo y permanece constante en adelante. Ahora bien, Si a la misma viga aplicamos en forma dinámica la carga, las deformaciones que varían con el tiempo producen aceleraciones, y las aceleraciones, de acuerdo al principio de D'Alembert, inducen fuerzas de inercia que resisten el movimiento de la viga, (figura 2.31).

En fin, se dice, que la naturaleza de las cargas aplicadas al suelo sean estáticas o dinámicas, determinan el tipo de esfuerzos que serán generados, Por lo que es importante saber diferenciar entre estas cargas, ya que cuando las cargas dinámicas se aplican lentamente, las fuerzas de inercia serán pequeñas y podemos ignorarlas tratando el problema como si fuera estático; en cambio si la aplicación de la carga es súbita, las fuerzas de inercia adquieren importancia (en relación a las cargas externas), y sus efectos se harán sentir en los esfuerzos resultantes.

### 2.3.1 ESFUERZOS EN EL SUELO EN ESTADO NATURAL.

En este apartado se estudiará la condición del estado de esfuerzos en el suelo en ausencia de cargas aplicadas, es decir, in situ o en estado natural. La figura 2.32 representa una porción de suelo en estado natural en la que si se analiza un elemento diferencial de suelo a cualquier profundidad,  $Y$ , se obtendrán diferentes valores de esfuerzos efectivos, intersticiales y totales.

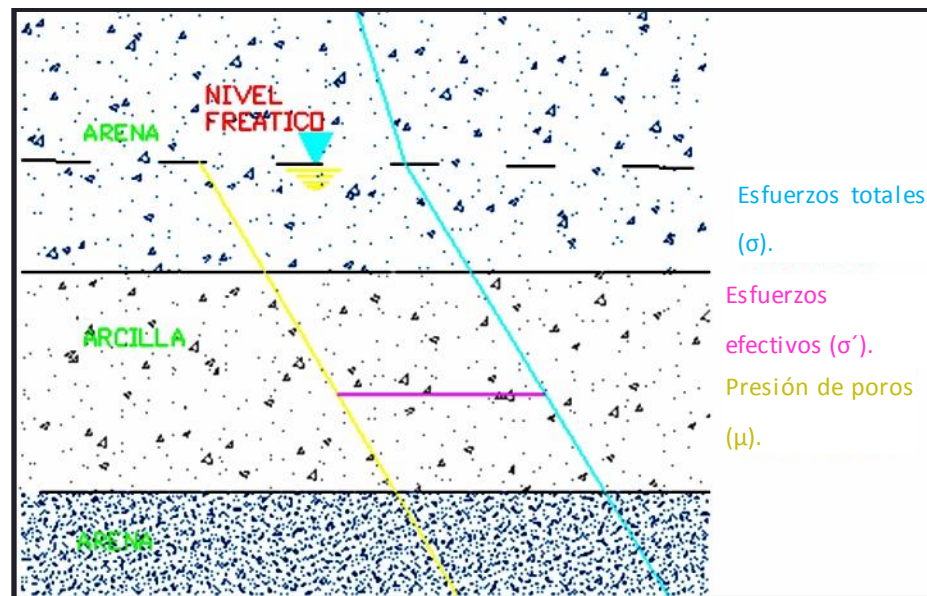


Figura 2.32 Comportamiento de esfuerzos en estado natural en una porción de suelo.

[Fuente: Braja Das, 2006].

El desarrollo del comportamiento mecánico del suelo se debe al papel fundamental que juegan las diferentes fases que se pueden encontrar en el mismo: agua y el esqueleto sólido en el caso de terrenos saturados, ver figura 2.33.

El agua no puede resistir más que tensiones alrededor de su periferia; al esfuerzo correspondiente se le denomina “**presión de poros ( $\mu$ )**”, es evidente que el comportamiento del esqueleto depende de alguna función que relacione los esfuerzos totales ( $\sigma$ ) que actúan en el punto considerado y la correspondiente tensión neutra. *Terzaghi propuso en 1936* que esta relación es simplemente:

$$\sigma = \nu + \sigma'$$

Ec.2.5

Donde:

$\sigma$  = Esfuerzo total actuante en la masa de suelo.

$u$  = Presión de poros.

$\sigma'$  = Esfuerzo efectivo.

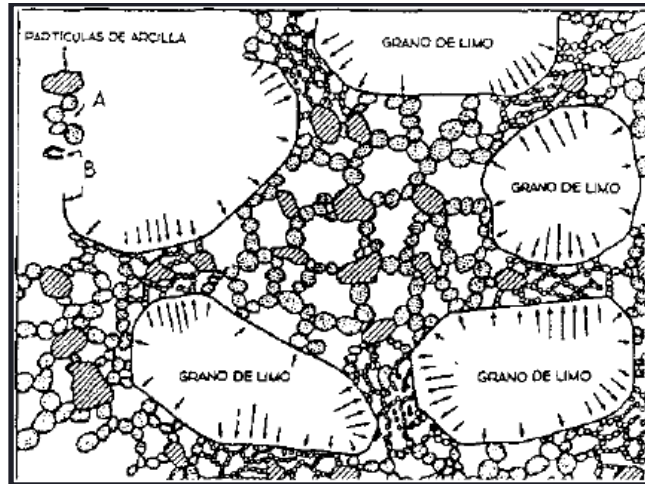


Figura 2.33 Fase líquida y sólida en un elemento de suelo.

El esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) está relacionado por el contacto entre los sólidos del suelo, cuyo nombre es debido también al principio enunciado por Terzaghi “Todos los procesos de tipo mecánico (resistencia y deformación entre ellos) están controlados por las tensiones efectivas”. Este principio es de la mayor trascendencia pues implica que, por ejemplo, la ley de comportamiento esfuerzo-deformación del suelo debe escribirse utilizando esfuerzos efectivos.

La figura 2.34 indica la ley de presiones verticales totales, efectivas e intersticiales, considere el esfuerzo vertical en el punto A, de la línea AB, situado a una profundidad  $h_1+h_2$  debajo de la superficie del terreno. El esfuerzo vertical total en A es:

$$\sigma = h_1\gamma + h_2\gamma_{sat} \quad [\text{No.1.37, p.25}]^{12} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Donde:

$\gamma$  = Peso específico seco del suelo,  $\text{Kg/m}^3$ .

$\gamma_{sat}$  = Peso específico saturado del suelo,  $\text{Kg/m}^3$ .

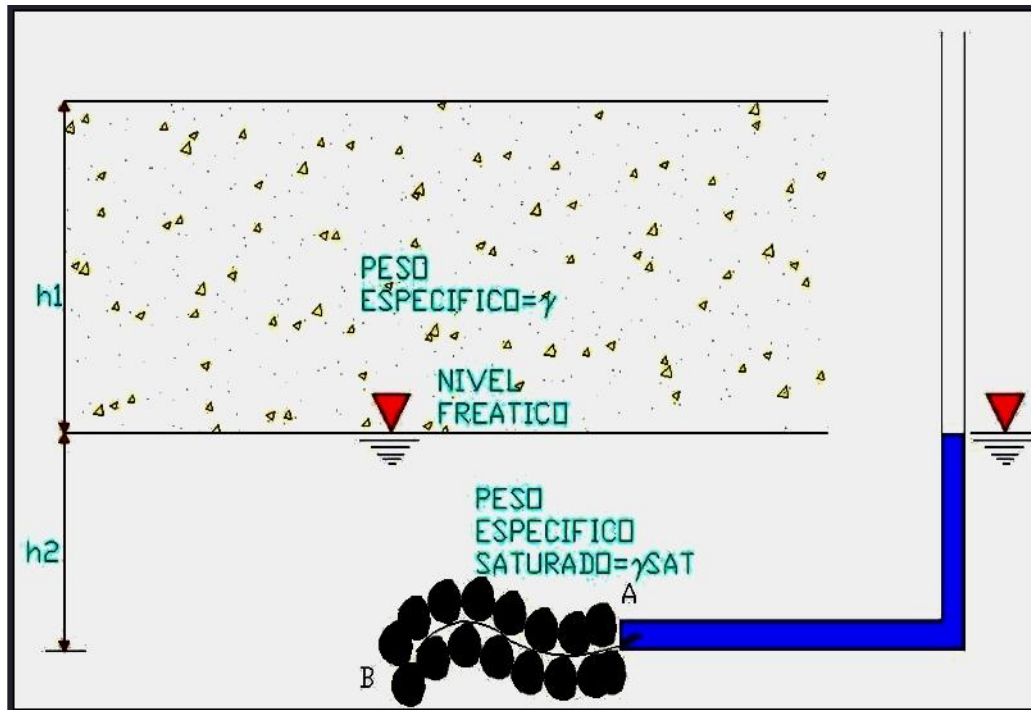


Figura 2.34 Naturaleza de los esfuerzos totales, efectivos y neutros en un estrato de suelo.

[Fuente: Braja Das, 2006].

El esfuerzo total ( $\sigma$ ) es soportado en parte por *la presión generada por el agua* en los espacios vacíos y otra parte por *los sólidos que constituyen el suelo* en sus puntos de contacto.

Ahora bien, con base a la ecuación propuesta por Terzaghi (1936) el esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) en el punto A es entonces:

$$\sigma' = \sigma - \mu = (h_1\gamma + h_2\gamma_{sat}) - h_2\gamma_w$$

$$\sigma' = \sigma - \mu = h_1\gamma + h_2\gamma_{sat} - h_2\gamma_w = h_1 + h_2\gamma'$$

$$\sigma' = h_1 + h_2\gamma'$$

[No. 1.43, p.27]<sup>12</sup> Ec.2.7

Donde:

$\gamma'$  = Peso específico efectivo, o sumergido, del suelo

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

Donde:

$\gamma_{sat}$  = Peso específico saturado del suelo.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

Pero de las relaciones gravimétricas y volumétricas del suelo se sabe que:

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1+e} \quad [\text{No. 1.15, p.8}]^{12} \quad \text{Ec. 2.8}$$

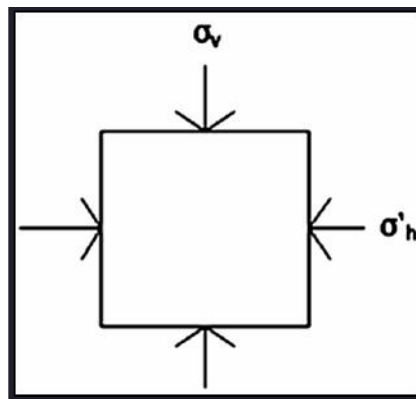
Por lo que:

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{G_s \gamma_w + e \gamma_w}{1+e} - \gamma_w = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1+e}$$

$$\gamma' = \frac{\gamma_w (G_s - 1)}{1+e} \quad [\text{No. 1.44, p. 27}]^{12} \quad \text{Ec.2.9}$$

Es importante tomar en cuenta los distintos estratos de suelo que se tienen, ya que modifican el estado de esfuerzos totales, efectivos e intersticiales, ya que al analizar un solo estrato su comportamiento es lineal pero al atravesar a otro, modifica su tendencia.

Lo anterior es solamente la primera parte a la solución del problema de la presión en el punto A. En la figura 2.35 se muestra un elemento rectangular de suelo a una profundidad Y, con la condición de esfuerzos a los que se encuentra sometido en su estado natural, sin solicitaciones impuestas.



**Figura 2.35 Elemento de suelo sometido a la condición de esfuerzos en estado natural, esfuerzo vertical  $\sigma_v$ , y esfuerzo horizontal  $\sigma'_h$ .**

Es usual que el esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ), sea diferente al esfuerzo horizontal ( $\sigma'_h$ ), de acuerdo con un valor del coeficiente de presión de tierra,  $K_0$ , en este caso el coeficiente de presión de tierras en reposo, cuyo valor se utiliza en el diseño de muros de contención para calcular la presión lateral a una profundidad cualquiera, estando el muro en reposo, es decir, con desplazamiento horizontal nulo. Por lo que la presión horizontal queda definida de la siguiente forma:

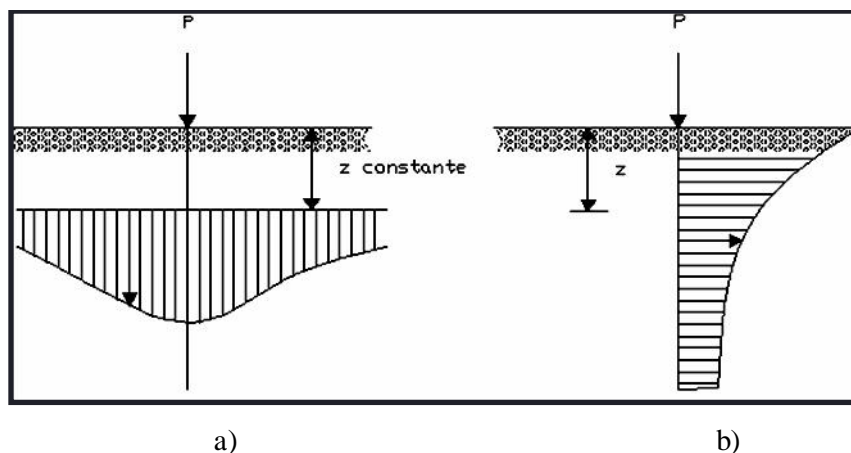
$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma_v \quad [\text{No. 2.4, p. 6}]^3 \quad \text{Ec.2.10}$$

Observe que si el esfuerzo efectivo cambia esto inducirá variaciones de volumen en la masa de suelo.

### 2.3.2 ESFUERZOS DEBIDOS A CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS.

#### Esfuerzos debidos a carga estática.

Para determinar esfuerzos en una masa de suelo debidos a cargas estáticas aplicadas, se utilizan usualmente conceptos de la teoría de elasticidad, en los que se establece que el esfuerzo es proporcional a la deformación, y se asume que el suelo es un material homogéneo e isótropo. Esta teoría demuestra que al aplicar una carga al suelo, los esfuerzos verticales aumentan en toda la masa. La Fig. 2.36 indica que, a medida aumenta la profundidad  $z$ , disminuye la concentración de esfuerzo directamente debajo de la carga, pero que si a una profundidad  $z$ , determinada se integran los incrementos de esfuerzos en el área en que son aplicados, la fuerza total sería igual a la carga aplicada  $P$ .



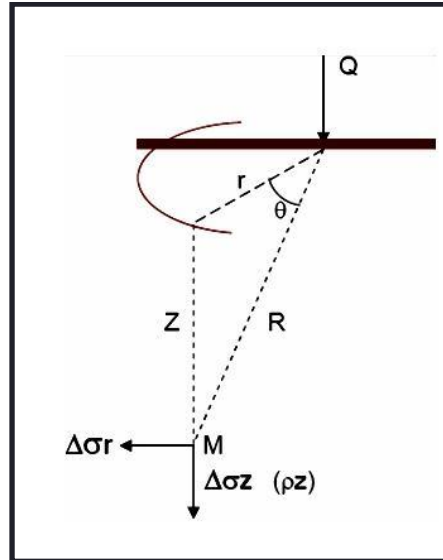
**Figura 2.36 (a) Variación del esfuerzo vertical sobre un plano horizontal a una profundidad  $z$ , (b) Variación del esfuerzo vertical con la profundidad debajo del centro de la cimentación. [Campos Susán, Material de apoyo de Mecánica de Suelos 2005].**

Dentro de los modelos que estudian el comportamiento del suelo ante cargas estáticas se encuentra “**El Modelo de Boussinesq**”, el cual ha sido modificado para tomar en cuenta estratos de suelo de espesor finito, sistemas de varios estratos, e incluso, aplicación de carga por debajo de la superficie de la masa de suelo.

Las soluciones que dicho modelo aporta, son sólo incrementos en los esfuerzos debidos a la aplicación de cargas puntuales en el suelo y por tanto estos deben ser complementados con los esfuerzos que ya existen en la masa (debido a su peso propio), para encontrar así el esfuerzo total debido a carga estática.

**El modelo Boussinesq** asume que el suelo es semi-infinito, (es decir, limitado por una superficie horizontal y extendido al infinito verticalmente hacia abajo, y horizontalmente en todas direcciones), homogéneo, isótropo y elástico lineal.

El esfuerzo y la deformación a una profundidad  $z$  y a una distancia horizontal  $r$  desde el punto de aplicación de la carga puntual  $Q$ , como se ilustra en la Figura 2.37 se determina de la siguiente manera:



**Figura 2.37 Esfuerzos  $\Delta\sigma_r$  y  $\Delta\sigma_z$  inducidos en un punto M debidos a la aplicación de una carga puntual en la superficie.**

La presión vertical ( $\Delta\sigma_z$ ) inducida a una profundidad  $z$  viene definida por:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad [\text{Ec.5.12, p.124}]^{12} \quad \text{Ec. 2.11}$$



La presión horizontal ( $\Delta\sigma_r$ ) inducida a la misma profundidad  $z$  viene dada por:

$$\Delta\sigma_r = \frac{Q}{2\pi} \frac{3r^2 z}{(r^2+z^2)^{3/2}} - \frac{1-2\nu}{r^2+z^2+z} \frac{1}{r^2+z^2} \quad \text{Ec.2.12}$$

Donde:

$z$  = Profundidad desde la superficie del suelo hasta el punto M

$r$  = Distancia radial desde M hasta la línea de acción de Q

$\nu$  = Relación de Poisson.

Q = Carga aplicada sobre la superficie del terreno.

Definiendo un vector de Radio  $R = (r^2+y^2+z^2)^{1/2}$  en coordenadas cartesianas, y transportándolo a coordenadas polares para definir la ubicación del punto M en la figura 2.37 se tiene  $R = (r^2+z^2)^{1/2}$

El asiento elástico vertical del punto M entonces puede escribirse así:

$$p_z = \frac{Q}{2\pi E} \cdot (1 + \nu) \frac{2(1 - \nu)}{R} + \frac{z}{R} \cdot \frac{1}{R} \quad \text{Ec.2.13}$$

Donde  $E$  y  $\nu$  son los parámetros dinámicos conocidos como el Módulo de Elasticidad del suelo y la Relación de Poisson, respectivamente.

Para el caso en que el punto M se encuentre en la superficie (es decir  $z=0$ ), el vector de dirección será  $R = (r^2)^{1/2} = r$ ; por consiguiente la Ec. (2.13) se transforma en:

$$p_z = \frac{Q}{2\pi E r} \cdot (1 - \nu^2) = \frac{Q}{\pi r} \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \quad \text{Ec. 2.14}$$

Puede entonces observarse de la Ec. (2.11) que el cálculo de  $\Delta\sigma_z$  no depende de los parámetros dinámicos  $E$  y  $\nu$ , no así para el cálculo de  $p_z$  en los que si son necesarios.

Las Expresiones de Boussinesq se han integrado para obtener soluciones para áreas cargadas y se han modificado para tomar en cuenta estratos de suelo de espesor finito, sistemas de varios estratos y aplicación de cargas por debajo de la superficie de la masa de suelo [Berry, 1993].

### **Esfuerzos bidimensionales en un punto.**

En el apartado 2.3.1 se habló del caso general de esfuerzos en un punto dentro de una masa de suelo. En mecánica de suelos, ha resultado conveniente suponer que los esfuerzos principales  $\sigma_2$  y  $\sigma_3$  son iguales, o que  $\sigma_2=0$ , lo que produce una condición de esfuerzos en un plano.

Consideremos el caso de  $\sigma_2 = \sigma_3$  y adoptemos la practica convencional de tomar el mayor de los tres esfuerzos principales ortogonales  $\sigma_1$ . Los resultados de campo indican que la suposición de  $\sigma_2 = \sigma_3$ , no introduce un gran error sino que simplifica bastante el análisis elástico. En muchas estructuras de retención y problemas de excavación, la suposición de  $\sigma_2 = 0$  es razonablemente real.

La figura 2.38, ilustra el caso para una condición de esfuerzo bidimensional con el esfuerzo principal  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  que actúan sobre los planos principales mostrados. Se seleccionan dos de los planos principales AC y CB de la figura 2.38 a), tal como en la figura 2.38 b).

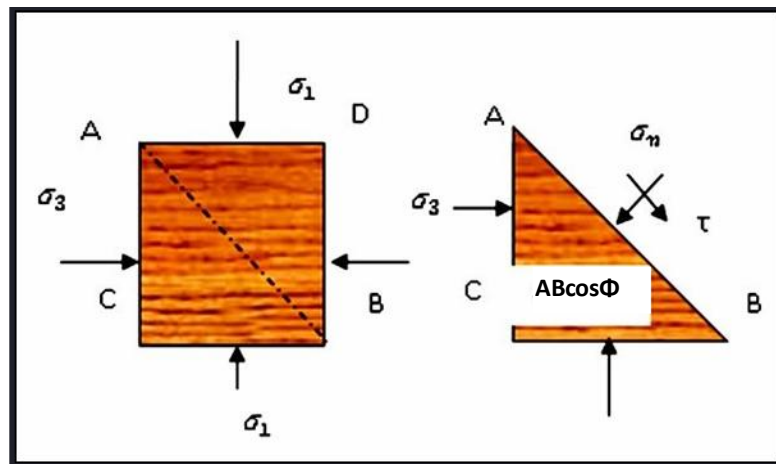
Suponiendo que el plano AB es 1unidad x1unidad perpendicular al plano de la página, lo que da un área de 1 unidad. De esta suposición se sigue que:

$$BC = AB \cos \theta$$

$$AC = AB \sin \theta$$

Sumando las fuerzas paralelas al eje x, obtenemos ( $F_x = 0$ )

$$\sigma_3(AB \sin \theta) + \tau(AB \cos \theta) - \sigma_n(AB \sin \theta) = 0 \quad [(a), p. 299]^6 \quad \text{Ec. 2.15}$$



**Figura 2.38 Esfuerzos principales bidimensionales para obtener el esfuerzo normal y cortante en cualquier plano AB.**

Sumando las fuerzas paralelas al eje y, obtenemos:

$$\sigma_1(AB \cos \theta) - \tau(AB \sin \theta) - \sigma_n(AB \cos \theta) = 0 \quad [(b), p.299]^6 \quad \text{Ec.2.16}$$

Eliminando  $\tau$  en las ecuaciones 2.14 y 2.15, se obtiene:

$$\sigma_3 \sin \theta + \tau \cos \theta - \sigma_n \sin \theta = 0 \quad \text{Ec.2.17}$$

$$\sigma_1 \cos \theta - \tau \sin \theta - \sigma_n \cos \theta = 0 \quad \text{Ec.2.18}$$

Esto da como resultado dos ecuaciones en  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  y dos valores no conocidos, el esfuerzo cortante  $\tau$  y el esfuerzo normal  $\sigma_n$ . Por el proceso de eliminación y haciendo uso de la relación trigonométrica:

$$\cos^2 \theta = 1 - \sin^2 \theta \quad \sin^2 \theta = \frac{1}{2}(1 - \cos 2\theta) \quad \sin \theta \cos \theta = \frac{1}{2} \sin 2\theta$$

Con lo que se obtienen las siguientes ecuaciones:

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\theta \quad [\text{No. 10-8, p. 299}]^6 \quad \text{Ec. 2.19}$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\theta \quad [\text{No. 10-9, p. 299}]^6 \quad \text{Ec. 2.20}$$

Las ecuaciones 2.19 y 2.20 son las expresiones paramétricas de un círculo de esfuerzos en el plano XY de:

**Radio:**

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

**Origen del círculo:**

$$X = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad \text{con } Y=0$$

Este círculo de esfuerzos es comúnmente llamado “círculo de esfuerzos de Mohr” en el que es mucho fácil desarrollar cada una de las expresiones anteriores.

La teoría de la elasticidad en la cual se apoyan las soluciones anteriores, también pueden utilizarse para obtener expresiones de las deformaciones que resultan en una masa de suelo cuando se le aplica una carga. En la práctica, son de especial interés las deformaciones

verticales, es decir, *los asentamientos* que se producen en la superficie de la masa de suelo cuando la carga se aplica sobre el área de una cimentación.

Para el caso específico de los esfuerzos que son generados cuando sobre el suelo actúan cargas estáticas, resulta interesante ilustrarlo como aquellos que actúan sobre *un estrato de arcilla saturada*; que pueden ser el resultado, por ejemplo, de una cimentación. Frecuentemente este tipo de esfuerzos se incrementan gradualmente cuando se inician los trabajos de construcción de la cimentación, hasta alcanzar un valor constante, dichos incrementos de esfuerzos producen aumentos en la presión intersticial en la arcilla. Debido a que la permeabilidad de las arcillas es muy pequeña, se requerirá algún tiempo para que el exceso de presión del agua de poro se disipe y el incremento del esfuerzo se transfiera a la estructura del suelo. De acuerdo con la figura 2.39  $\Delta\sigma$  es una sobrecarga en la superficie del terreno sobre un área muy grande, el incremento del esfuerzo total para cualquier profundidad del estrato de arcilla será  $\Delta\sigma$ .

Sin embargo, cuando  $t=0$  (inmediatamente después de aplicar el esfuerzo) el exceso de presión de poro  $\Delta\mu$  a cualquier profundidad  $z$ , será  $\Delta\sigma$ , ó:

$$\Delta\mu = \Delta h_i \gamma_w = \Delta\sigma \quad (t = 0) \quad \text{Ec.2.21}$$

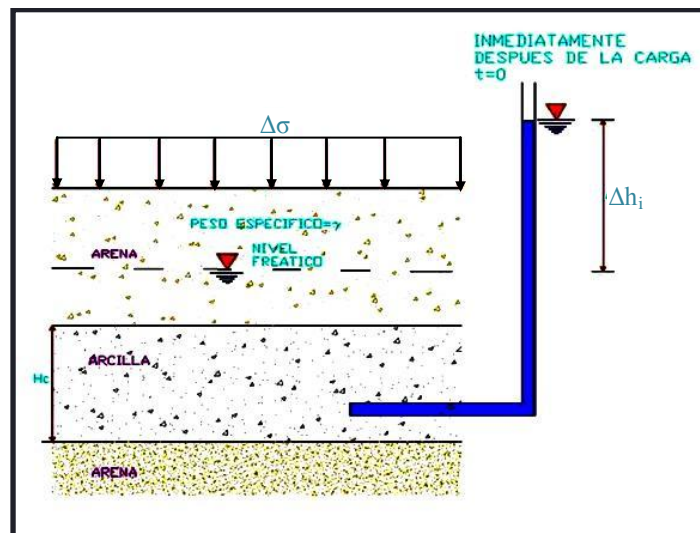


Figura 2.39 Comportamiento de un estrato de arcilla saturada bajo un incremento gradual de carga estática. [Fuente: Braja Das, 2006.].

Por lo tanto el correspondiente incremento en el esfuerzo efectivo cuando  $t=0$  será:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta\mu = 0 \quad \text{Ec. 2.22}$$

Pero conforme al tiempo, esto es  $t=\infty$ , dicho incremento se disipara y será transferido a los granos de suelo por lo que el esfuerzo efectivo y de poro resultaran, respectivamente:

$$\Delta\sigma' = \Delta\sigma - \Delta\mu = \Delta\sigma - 0 = \Delta\sigma \quad \text{Ec. 2.23}$$

Este incremento gradual del esfuerzo efectivo en el estrato de arcilla ocasionará asentamientos durante cierto tiempo hasta que el exceso de presión de poro se estabilice, lo cual es conocido desde el punto de vista geotécnico como *consolidación*.

Ahora bien, estos son los esfuerzos que genera un determinado tipo de carga, considerada como estática en este caso, sobre el terreno en el cual se ha expuesto el comportamiento del suelo en sus diferentes fases. Sin embargo, no se puede dejar de mencionar que a través de ensayos de laboratorio es posible conocer la historia de los esfuerzos al cual ha estado sometido el suelo, es por ello que podemos hablar de suelos no consolidados y suelos sobre consolidados.

Los suelos normalmente consolidados son aquellos que han soportado tensiones máximas históricas similares a las tensiones que soportan actualmente; corresponden a suelos que han sido cargados.

En cambio los suelos sobre-consolidados son aquéllos que han sido cargados y descargados, es decir, las tensiones máximas históricas que han soportado han sido mayores que las actuales. Este concepto se expresa a través del grado de sobre consolidación u OCR:

$$OCR = \frac{P_{m\acute{a}x}}{P_{act}} \quad \text{Ec. 2.24}$$

Donde  $P_{m\acute{a}x}$  y  $P_{act}$  son las tensiones máxima y actual a las que se ha sometido el suelo.

El valor de la razón de sobreconsolidación es igual a 1 para suelos normalmente consolidados y para suelos sobreconsolidados es mayor a 1.

### **Esfuerzos debidos a carga dinámica.**

El comportamiento de los suelos al recibir carga estática es siempre complejo, lo cual se debe a que los suelos constituyen un medio heterogéneo y anisótropo. Por ejemplo, al considerar un

elemento diferencial de suelo a una determinada profundidad cuando sucede un terremoto, la distribución de esfuerzos cortantes ( $\tau$ ) y normales ( $\sigma$ ) es aproximadamente como lo muestra la figura 2.40. Como puede observarse la propagación de las ondas P y S son las que generan el movimiento en la corteza terrestre, pero principalmente las ondas S son las responsables de las deformaciones por corte y esfuerzos cortantes. Se conoce que el tipo de esfuerzos que induce un terremoto, principalmente, son de cortante simple, caracterizados por sus variaciones en cuanto a frecuencia y amplitud se refiere [Colindres, 1983].

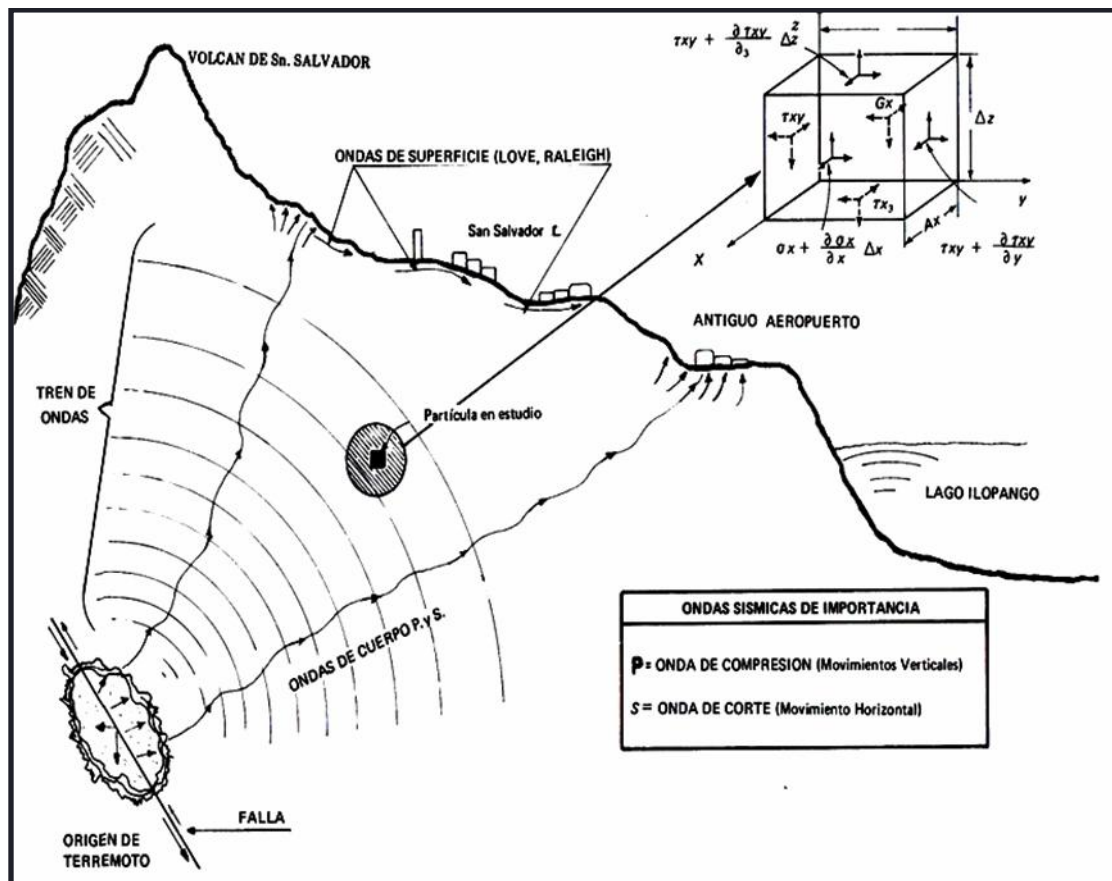


Figura 2.40 Transmisión de ondas en un medio elástico semiinfinito. [Tomada de Colindres, 1983, pág.119].

Analizando el caso de una columna de suelo, que descansa sobre una roca o suelo firme, figura 2.41, durante el movimiento sísmico provocado por ondas de esfuerzo cortante, un elemento del suelo se desplaza  $\delta_i$  en el plano horizontal  $i$ , y en el plano  $i+1$  el desplazamiento es  $\delta_{i+1}$ , por lo que la deformación unitaria queda definida de la siguiente forma:

$$\Delta\gamma = \frac{(\delta_i - \delta_{(i+1)})}{d_i}$$

Ec. 2.25

El Dr. Leonardo Zeevaert (1973, pág. 94-96), ha establecido las ecuaciones que permiten evaluar los efectos sísmicos y calcular el esfuerzo cortante sísmico ( $\tau$ ), al mismo tiempo que los desplazamientos del suelo, al vibrar la columna estratigráfica bajo el efecto de un sismo, con una frecuencia específica ( $\omega$ ).

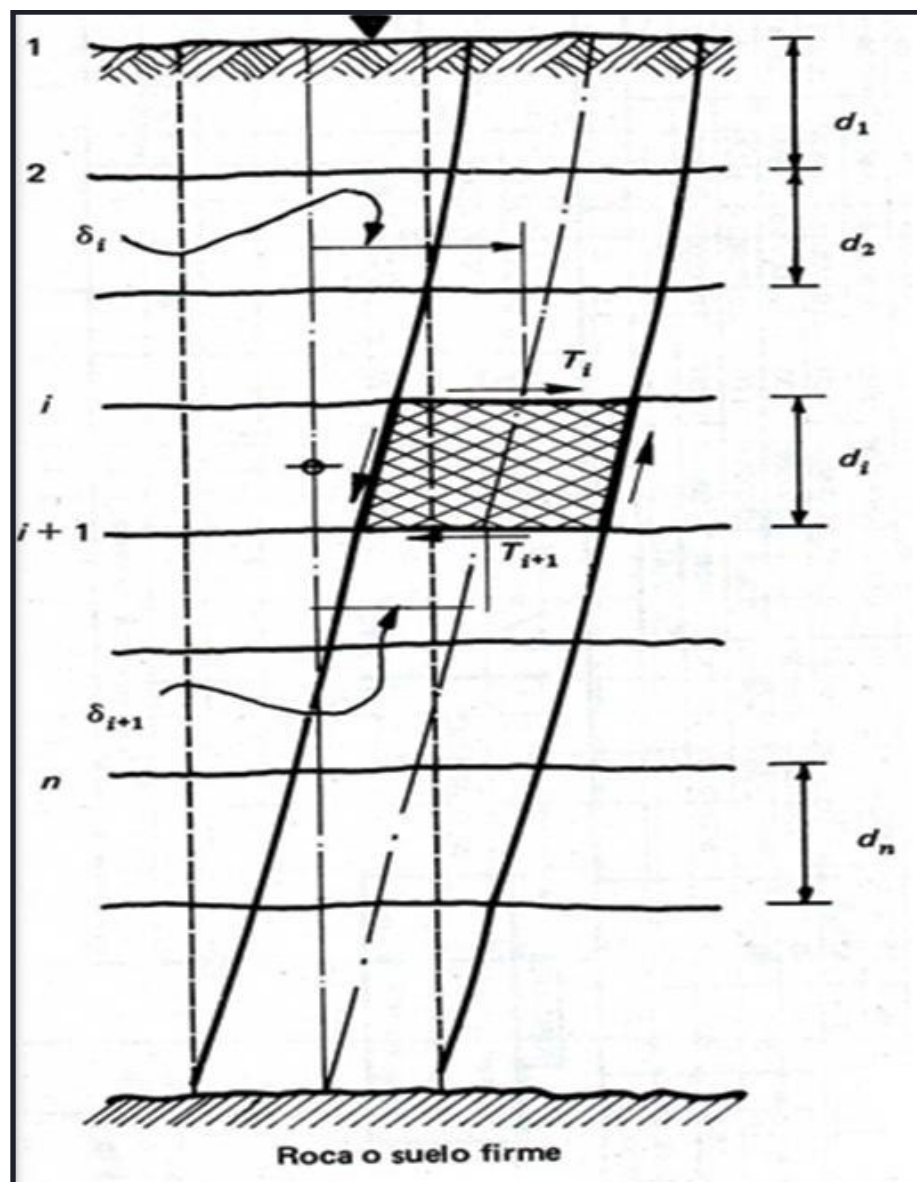


Figura 2.41 Columna de suelo activada por un sismo. [Tomada de Zeevaert, 1980, pág.94].

$$\delta_{(i+1)} = A_i \delta_i - B_i \tau_i \quad [\text{No. 4.III, p. 94}]^{25} \quad \text{Ec.2.26}$$

$$\tau_{(i+1)} = C_i (\delta_i + \delta_{(i+1)}) + \tau_i \quad [\text{No. 5.III, p. 94}]^{25} \quad \text{Ec.2.27}$$

Donde:

$$A_i = \frac{1-N_i}{1+N_i} \quad [\text{No. 6.III, p. 95}]^{25} \quad \text{Ec. 2.28}$$

$$B_i = \frac{1}{1+N_i} \frac{d_i}{G} \quad [\text{No. 6.III, p. 95}]^{25} \quad \text{Ec.2.29}$$

$$C_i = \frac{1}{2} \rho d_i \omega^2 \quad [\text{No. 6.III, p. 95}]^{25} \quad \text{Ec. 2.30}$$

$$N_i = \frac{\rho d_i^2 \omega^2}{4G} \quad [\text{No. 6.III, p. 95}]^{25} \quad \text{Ec. 2.31}$$

Donde:

$\rho$  = Densidad de la masa de suelo, Kg/m<sup>3</sup>.

$G$  = Módulo de rigidez de la masa de suelo, Kg/m<sup>2</sup>.

$\omega$  = Frecuencia circular natural de la masa de suelo, rad/seg.

Las fórmulas anteriores constituyen los “Algoritmos de Zeevaert” para el cálculo de las deformaciones y esfuerzos cortantes en la masa de suelo, siguiendo paso a paso su aplicación para cada estrato, iniciándose el procedimiento desde la superficie del terreno, y terminando en la roca o capa dura. Con este proceso además, se puede investigar cualquiera de los modos de vibración del subsuelo [Colindres, 1983].

Sin embargo, el análisis que se detalla a continuación trata de forma más general las deformaciones y los esfuerzos cortantes en función de las ecuaciones de movimiento de onda, ya que este es el tipo de movimiento que comúnmente se genera en el cuerpo de la tierra.

Al analizar dinámicamente una partícula elemental de un cuerpo elástico homogéneo e isótropo, figura 2.42, se tiene.



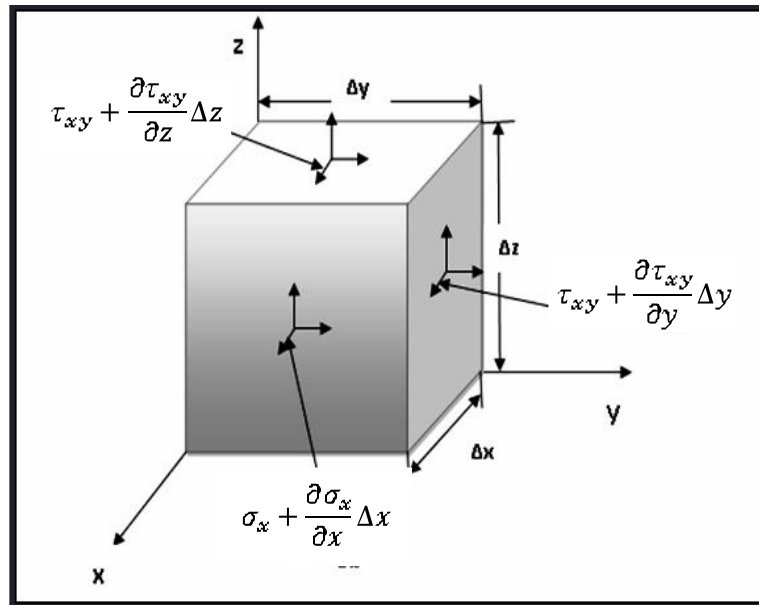


Figura 2.42 Análisis del equilibrio de un elemento pequeño en un cuerpo elástico, homogéneo e isótropo.

Consideremos el equilibrio en dirección de cada uno de los ejes X, Y y Z y por simplicidad analizaremos el equilibrio para  $F_x=0$  escribiendo por analogía las expresiones para  $F_y=0$  y  $F_z=0$ :

$$\begin{aligned} \Sigma F_x = & \sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z - \sigma_x \Delta y \Delta z + \tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \Delta y \Delta x \Delta z - \tau_{xy} \Delta x \Delta z \\ & + \tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \Delta z \Delta x \Delta y - \tau_{xz} \Delta x \Delta y = 0 \end{aligned} \quad [p. 117]^{10} \quad \text{Ec.2.32}$$

Si se aplica la segunda Ley de Newton ( $F=ma$ ) y recordando que  $\rho = \gamma/g$  obtenemos así tres ecuaciones de movimiento en función de los esfuerzos para las direcciones X, Y y Z, llamadas “*ecuaciones de Navier*”:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad [p. 118]^{10} \quad \text{Ec.2.33}$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad [p. 118]^{10} \quad \text{Ec. 2.34}$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.35}$$

Definiendo  $u, v, w$  como los desplazamientos en las direcciones X, Y, Z respectivamente.

Ahora bien estas ecuaciones proporcionan los esfuerzos en cada instante de tiempo, aun así no dicen mucho acerca del comportamiento de la masa de suelo, por lo que es necesario simplificarlas aun más para obtener las expresiones que darán los resultados que se necesitan. Para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

Ecuaciones de Cauchy:

✓ **Lineales:**

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.36}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.37}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.38}$$

✓ **Distorsiones:**

$$\gamma_{yx} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.39}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.40}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.41}$$

✓ **Rotaciones:**

$$2\omega_x = \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.42}$$

$$2\omega_y = \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.43}$$

$$2\omega_z = \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.44}$$

Además  $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$  (expansión o compresión volumétrica, debido a los esfuerzos que se inducen en la masa de suelo) y las siguientes expresiones:

Relación de Poisson     v

Constantes de Lamé  $\lambda$  y  $\mu$

$$\lambda = \frac{\nu E}{1+\nu (1-2\nu)} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.45}$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{p. 118}]^{10} \quad \text{Ec.2.46}$$

Las cuales después de combinarse y de realizar simplificaciones [Colindres, 1983], se obtiene finalmente, para la dirección X:

$$\lambda + \mu \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x} + \mu \nabla^2 u = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad [\text{p. 121}]^{10} \quad \text{Ec.2.47}$$

Y las direcciones restantes:

$$\lambda + \mu \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y} + \mu \nabla^2 v = \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \quad [\text{p. 121}]^{10} \quad \text{Ec.2.48}$$

$$\lambda + \mu \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z} + \mu \nabla^2 w = \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad [\text{p. 121}]^{10} \quad \text{Ec.2.49}$$

Las expresiones 2.47, 2.48, 2.49 son llamadas “*ecuaciones de Lamé*”.

Donde:

$$\nabla = \text{Operador laplaciano} = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad [\text{p. 121}]^{10} \quad \text{Ec.2.50}$$

$\mu = G =$  Módulo de rigidez del suelo.

Estas ecuaciones son fundamentales para determinar las deformaciones en una masa de suelo, de acuerdo a la teoría de la elasticidad y la dinámica clásica. Además a partir de ellas se pueden obtener las expresiones para las velocidades de las ondas de cortante ( $V_s$ ), y las velocidades longitudinales ( $V_p$ ).

Por último, al ser activada por un sismo, la masa de suelo sufre un incremento instantáneo de sus esfuerzos cortantes estáticos; es decir, de los que induce el peso del edificio en el subsuelo. Lo cual resulta:

$$\tau_{\text{estatico}} + \tau_{\text{sismico}} = \tau_{\text{resistente}}$$

Por lo que es necesario tomar en cuenta estos incrementos al realizar el diseño de alguna cimentación con lo que se puede tener alguna seguridad de que no habrá un colapso que lógicamente puedan afectar la estructura.

### 2.3.3 MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL SUELO ANTE CARGAS CÍCLICAS.

El suelo tiene un comportamiento no lineal, diversos autores como Beresnev et al. (1994), Cultrera et al. (1999), y Wen (1994) han encontrado evidencia experimental del comportamiento no lineal del suelo a partir del análisis de mediciones sismológicas. Tatsouka (1999) ha realizado una serie de investigaciones en torno al comportamiento del suelo ante solicitaciones de naturaleza dinámica, en la que a través de ensayos de laboratorio comprobó que el suelo tiene un comportamiento no lineal para deformaciones de corte mayores a  $\gamma=10^{-4}$  %, lo cual se ve reflejado en los diagramas esfuerzo-deformación, que resultan después de aplicar una carga que aparte de variar con el tiempo son cargas cíclicas reversibles, figura 2.43.

Numerosas relaciones esfuerzo-deformación se han establecido, utilizando expresiones matemáticas que se aproximen a las curvas obtenidas en series de pruebas diversas a los suelos.

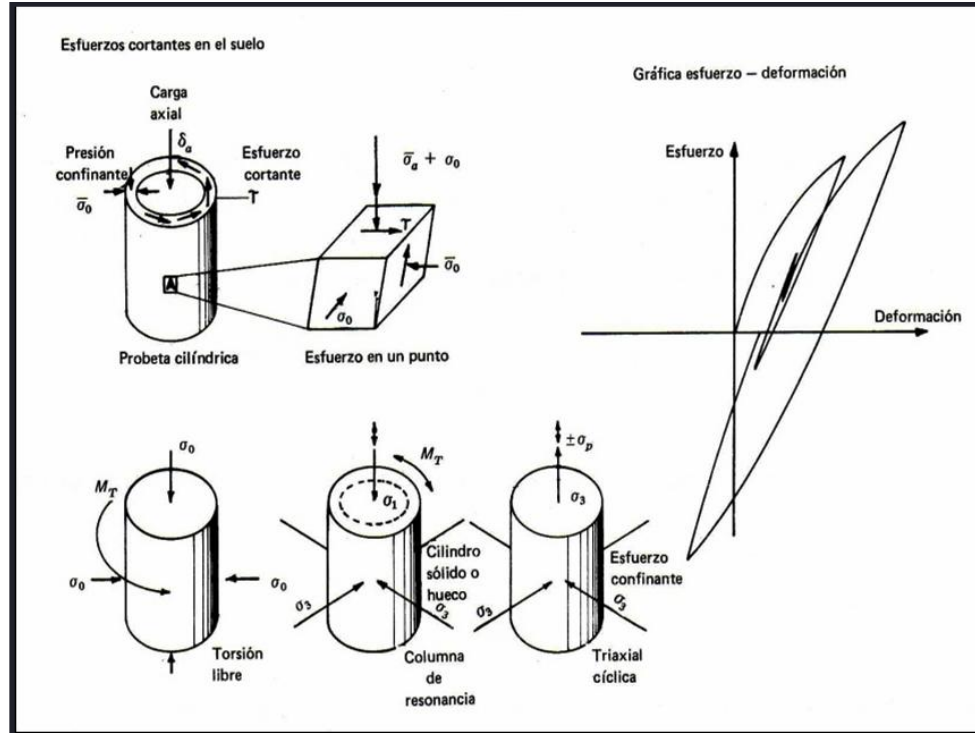


Figura 2.43 Comportamiento de muestras cilíndricas de suelo al ser sometidas a cargas cíclicas.

[Colindres, 1983, pág.182].

Modelos de comportamiento del suelo como el modelo de Ramberg-Osgood o el hiperbólico propuesto por Hardin y Drnevich y sus modificaciones (1972), establecen una relación esfuerzo-deformación para un ciclo de carga y descarga en condiciones de corte simple. La relación esfuerzo-deformación está influenciada por el estado actual en la relación de vacíos, esfuerzo efectivo y el proceso de carga. Así mismo, durante la propagación de ondas sísmicas, la rigidez al esfuerzo cortante ( $G$ ) cambia súbita y continuamente debido a que la dirección de la deformación ( $\gamma$ ), la velocidad de deformación, y el estado de esfuerzos efectivos ( $\sigma'$ ) cambia rápidamente también.

Así mismo, el comportamiento del suelo puede cambiar de elástico a elastoplástico a medida que el nivel de deformación aumenta por lo que es recomendable conocer que deformación presenta el suelo para la aplicación de un determinado modelo (equivalente lineal, Hardin-Drnevich y Ramberg-Osgood), tabla 2.5:

**Tabla 2.5 Cambios en las características del suelo con la deformación de corte.**

Esfuerzos cortantes	Rangos de deformación cortante $\gamma$ (%)					
	$10^{-6}$	$10^{-5}$	$10^{-4}$	$10^{-3}$	$10^{-2}$	$10^{-1}$
	Esfuerzos pequeños		Esfuerzos medios		Esfuerzos largos	Falla
<b>Elástico</b>	→					
<b>Elastoplástico</b>			→			
<b>falla</b>					→	

Fuente: Current science, vol. 87, no.10, 25 de noviembre 2004.

En la actualidad existen una gran cantidad de modelos (elastoplástico, multilíneal, hiperbólico) para evaluar la respuesta del suelo ante una excitación sísmica, principalmente. Sin embargo, en esta parte solo se desarrollarán tres modelos de análisis de suelos:

- A. Modelo Lineal Equivalente.
- B. Modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich.
- C. Modelo de Ramberg-Osgood.

El método más utilizado hasta ahora ha sido el equivalente lineal, utilizándose en menor proporción los métodos no lineales, Hardin et al. (1972), Ramberg et al. (1943). Estos últimos, a pesar de que proveen resultados más representativos del fenómeno modelado, tienden a ser analíticamente más complicados y necesitan de mayor cantidad y calidad de datos de entrada.

#### A. Modelo Lineal Equivalente.

En el gráfico 2.2, se presentan resultados típicos de la variación del módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) normalizado y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), con el nivel de deformación cortante ( $\gamma$ ). Se observa que a mayor deformación ( $\gamma$ ), el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) disminuye y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) aumenta.

Diferentes suelos tiene diferentes curvas, pero, en general, es posible agruparlos de acuerdo a granulometrías según, arcillas, limos, arenas y gravas.

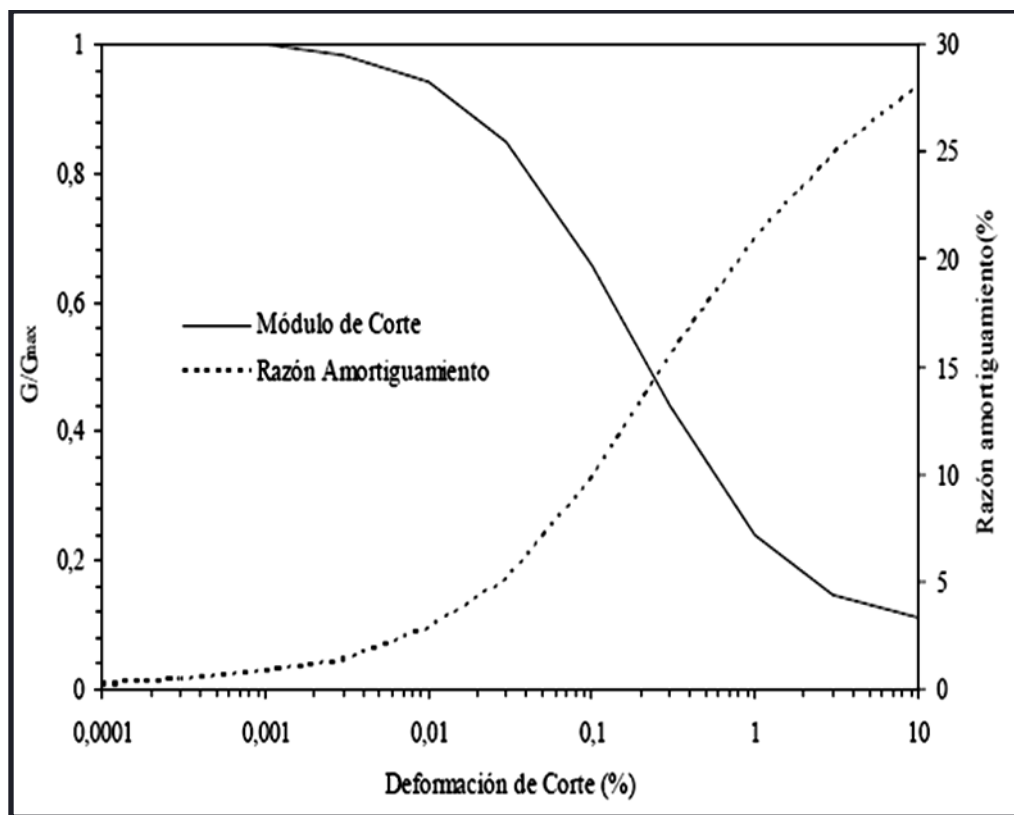


Gráfico 2.2 Variación del módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) con la deformación de corte ( $\gamma$ ).

El método lineal equivalente consiste básicamente en asumir inicialmente valores de  $G$  y  $\xi$ , con los cuales se realiza el cálculo. En este cálculo se determina el nivel medio de las deformaciones cortantes  $\gamma$  (usualmente  $0.65\gamma_{\text{máx}}$ ) y con ésta se re-evalúan los parámetros  $G$  y  $\xi$ . De haber coincidencia con los valores adoptados se concluye el cálculo. De lo contrario se vuelve a repetir el análisis con los nuevos valores de  $G$  y  $\xi$ . Este proceso iterativo se realiza hasta obtener coincidencia de valores de  $G$  y  $\xi$  adoptados, con el nivel de deformación cortante resultante  $\gamma$ .

La no linealidad es introducida, como se vió anteriormente, mediante el uso de curvas para el amortiguamiento ( $\xi$ ) y el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) en función de la deformación cortante  $\gamma$ . Esas curvas pueden ser obtenidas de relaciones constitutivas no lineales (p.e. modelo hiperbólico o de Ramberg-Osgood), ensayos de campo y laboratorio.

Entre las ventajas de este método radica su versatilidad y además la necesidad de pocos parámetros de entrada, sin embargo algunos aspectos importantes del comportamiento del suelo como; el comportamiento viscoso de los suelos arcillosos, la influencia de la historia de esfuerzos en la rigidez, la generación de exceso de presión de poros y los esfuerzos y deformaciones permanentes no pueden ser simulados usando el modelo lineal equivalente, ya que es un método basado en *esfuerzos totales*.

El modelo lineal equivalente es la técnica más utilizada en los análisis de respuesta de sitio. Con esta técnica se pretende tener en cuenta el comportamiento no lineal del suelo y la influencia del nivel de deformación en la rigidez. El modelo lineal equivalente es ampliamente utilizado en estudios de microzonificación sísmica en distintas ciudades del mundo, Gomes Correia (2007), Tuladhar et al. (2004).

Este modelo se acopla perfectamente para suelos sujetos a cargas simétricas cuya respuesta típica es similar a la que se muestra en el gráfico 2.3. La rama OCA representa el proceso de carga, seguida por la descarga AB y por último la recarga BEA.

La curva de histéresis puede ser descrita de dos maneras, primero, por el curso actual propio de la curva o por la definición de parámetros que describen, de manera general, su forma. Una solución que involucre seguir el propio trayecto de la curva tiene la ventaja, que de no contar con datos experimentales de laboratorio, permite definir de manera más rigurosa el comportamiento del suelo siendo posible implementar un análisis más preciso de las deformaciones que son inducidas por los esfuerzos cortantes. Obviamente para realizar este tipo de análisis se requieren recursos computacionales importantes que hacen imposible la utilización de este método.

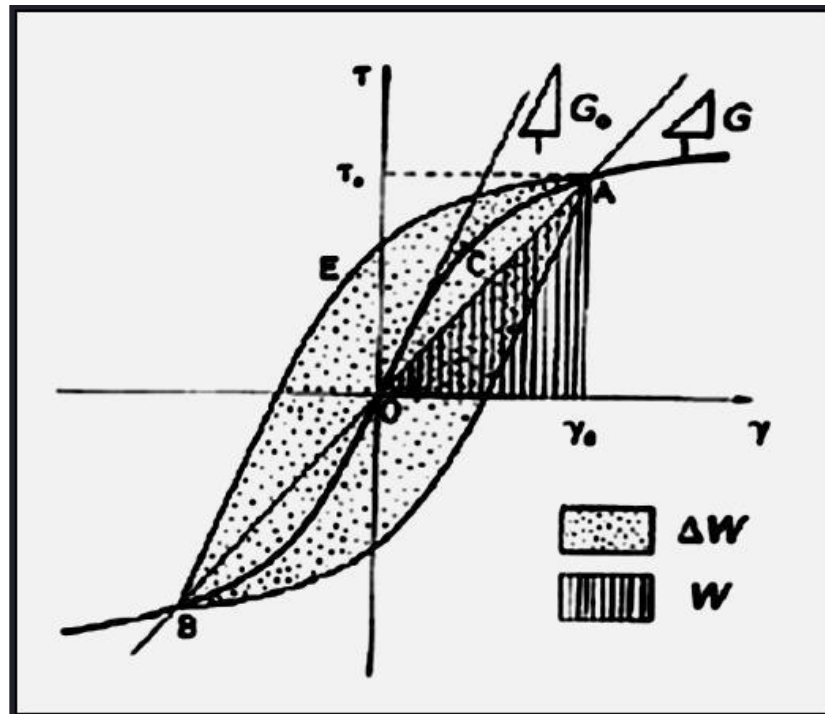


Gráfico 2.3 Curva de histéresis del suelo que describe su comportamiento ante cargas cíclicas simétricas.

Una manera menos precisa, pero simple, consiste en caracterizar la curva a través de parámetros que definan su forma de una manera genérica. Estas propiedades son el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), que ocasionalmente son referidos como “parámetros lineales equivalentes” los cuales se obtienen mediante un proceso iterativo, en el cual el modelo considera la dependencia que existe entre las deformaciones cortantes ( $\gamma$ ), el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y el amortiguamiento viscoso ( $\xi$ ).

Dos características importantes de la curva de histéresis son su inclinación y su tamaño. La inclinación de la curva depende de la rigidez del suelo, la cual puede ser descrita en cualquier punto durante el proceso de carga por medio del módulo tangente de corte ( $G_{tan}$ ). Obviamente ( $G_{tan}$ ) varía a través de un ciclo de carga, pero su valor promedio sobre la curva entera puede ser aproximado por el módulo secante de corte:

$$G_{sec} = \frac{\tau_0}{\gamma_0}$$

[No. 2.5, p. 9]<sup>3</sup>

Ec2.51.



Donde:

$\tau_a$  = Esfuerzo por corte del suelo, Kg/cm<sup>2</sup>.

$\gamma_a$  = Deformación por corte del suelo, %.

$G_{sec}$  = Módulo de rigidez a cortante máximo, Kg/cm<sup>2</sup>.

Así también,  $G_{sec}$ , puede ser considerado como el módulo de distorsión del suelo correspondiente a un nivel de deformación  $\gamma_a$ , lo que es equivalente a la inclinación de la curva de histéresis. Para niveles de deformación inferiores a  $10^{-5}$  el comportamiento del suelo puede ser considerado como lineal, y el módulo de corte toma el valor máximo de  $G_0$ . Conforme el nivel de deformación impuesto al suelo aumenta, la forma de la curva OCBA se va suavizando, resultando en una disminución de  $G_{sec}$ . Para normalizar este parámetro, habitualmente se representa el módulo de corte  $G$  en términos de  $G_{máx}$  ó  $G_0$  para diferentes valores de deformación de corte ( $\gamma$ ), ver grafico 2.3.

El ancho de la curva de histéresis está relacionado con su área, el cual es una medida de disipación de energía; puede convenientemente ser descrita por la relación de amortiguamiento siguiente:

$$\xi = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{\Delta W}{2\pi G_{sec}\gamma_a^2} \quad [\text{No. 2.6, p. 9}]^3 \quad \text{Ec.2.52}$$

Donde:

$\Delta W$  = Energía disipada.

Donde  $\Delta W$  es la energía disipada, representada por el área punteada encerrada por la curva, (ver grafico 2.3), y  $W$  es la energía máxima de deformación definida por  $\gamma_a$ , representada por el área rayada en el grafico 2.3,  $W$  viene dada por:

$$W = \frac{G_{sec}\gamma_a^2}{2} \quad \text{Ec.2.53}$$

Donde:

$W$  = Energía máxima de deformación, N-mm.

Ahora si el comportamiento del suelo es lineal, lo que implica deformaciones mayores a  $10^{-5}$ ,  $G_{sec}$  tomará el valor de:

$$G_{sec} \cong G_0 \quad \text{Ec.2.54}$$

Luego:

$$W = \frac{G_0 \gamma_a^2}{2} \quad \text{Ec.2.55}$$

Por lo que:

$$\Delta W \cong 0$$

Resultando teóricamente:

$$\xi \cong 0$$

De lo que se puede decir que para niveles bajos de deformación del suelo su amortiguamiento es prácticamente nulo, pero conforme aumenta la deformación el amortiguamiento también crece (ver grafico 2.2).

### B. Modelo hiperbólico de Hardin y Drnevich.

Al someter una muestra de suelo cilíndrica a incrementos de esfuerzo axial durante intervalos de tiempo determinados, la respuesta general del suelo será la combinación de la parte elástica con la plástica y viscoplástica. Por esta razón, la mayoría de investigadores definen al comportamiento del suelo como el de un sólido con “ablandamiento” y utilizan una ley hiperbólica que se representa favorablemente con las curvas propuestas por Hardin y Drnevich. El grafico 2.4, describe lo anterior, y muestra curvas esfuerzo- deformación en la que la curva A representa un comportamiento con endurecimiento debido a la deformación. En tanto que la curva B representa un comportamiento elástico lineal. La curva C representa un comportamiento con ablandamiento a la deformación.

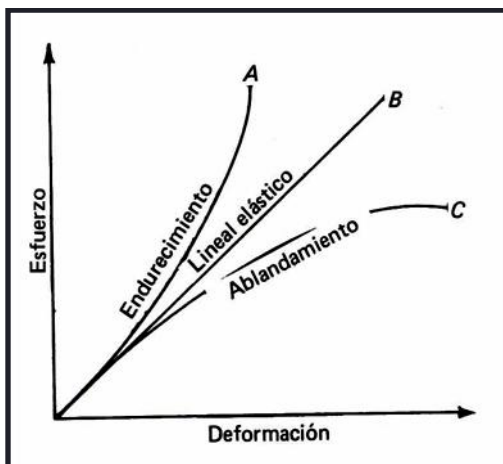


Gráfico 2.4 Curvas esfuerzo-deformación para diferentes tipos de suelos. [Díaz, 2006].

Originalmente Hardin y Drevich utilizaron la representación anterior del comportamiento del suelo porque era la que más se ajustaba al “ablandamiento” que aparecía después de varios ciclos de carga; sin embargo, con esto no se logró incorporar el aspecto cíclico de las cargas sísmicas. Aún con esto, Hardin y Drevich desarrollaron expresiones matemáticas y modelos que dieron un aporte significativo a la interpretación del comportamiento del suelo ante cargas de naturaleza dinámica.

Ahora bien, los parámetros que se utilizan para definir la Ley hiperbólica esfuerzo-deformación del suelo, según Hardin y Drevich, están dados bajo la siguiente expresión:

$$\tau = \frac{\gamma}{1/G_0 + \gamma/\tau_m} \quad [\text{p. 176}]^{10} \quad \text{Ec.2.56}$$

Donde:

$$G_0 = \mu_0$$

Es decir, el módulo inicial a pequeñas deformaciones cortantes y definido por la pendiente inicial de la curva  $(\tau, \gamma)$ . En el gráfico 2.5,  $\gamma_R$ , se conoce como “deformación de referencia” y es definida por la intersección de la línea de  $\mu_0$ , que pasa por el origen coordenado y el cruce de la línea asintótica que define  $\tau_{\text{máx}}$ , o esfuerzo cortante a la ruptura, o sea:

$$\gamma_R = \frac{\tau_{\text{máx}}}{\mu_0} \quad [\text{p. 176}]^{10} \quad \text{Ec.2.57}$$

Donde:

$$\tau_{\text{máx}} = \sigma_0 \sin \varphi$$

$\sigma_0$  = Es conocido como el esfuerzo confinante medio.

$\varphi$  = Es el ángulo de fricción efectivo.

Sustituyendo la ecuación anterior en 2.56 se obtiene una nueva expresión para el esfuerzo de corte  $\tau$ :

$$\tau = \frac{\gamma G_0}{1 + \gamma/\gamma_R} \quad [\text{p. 176}]^{10} \quad \text{Ec.2.58}$$

Ahora bien,  $\mu_0$  puede determinarse con la siguiente expresión de Hardin:

$$\mu_0 = K \frac{(2973 - \epsilon)^2}{1 + \epsilon} \sigma_0^{1/2} \quad [\text{p. 176}]^{10} \quad \text{Ec.2.59}$$

En donde:

$$K = 1230.$$

$e$  = Relación de vacíos, adimensional.

$\sigma_o$  = Esfuerzo efectivo principal medio, Kg/m<sup>2</sup>.

$\mu_o$  = Módulo tangente inicial, Kg/m<sup>2</sup>.

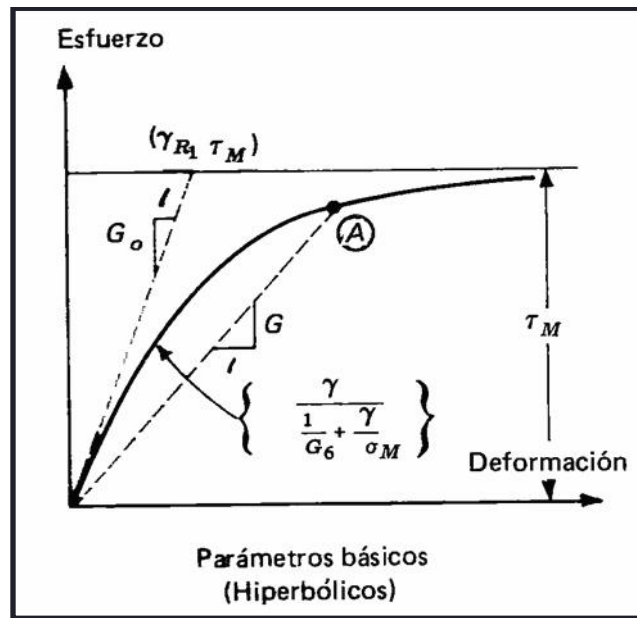


Gráfico 2.5 Parámetros básicos de curvas esfuerzo-deformación hiperbólicas. [Colindres, 1983].

De manera general, el cálculo del módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) para cualquier nivel de deformación del suelo se puede obtener a partir de Ec. 2.58 y con ello calcular el respectivo esfuerzo cortante:

$$G = \frac{\mu_o}{1 + \gamma/\gamma_R} \quad [p. 178]^{10} \quad \text{Ec.2.60}$$

Donde:

$$\gamma_R = \frac{\tau_{máx}}{\mu_{máx}} \quad [p. 178]^{10} \quad \text{Ec.2.61}$$

Con las expresiones propuestas anteriormente se pueden obtener los esfuerzos cortantes, modulo de rigidez para cada nivel de deformacion del suelo; sin embargo, como se mencionó al principio este modelo no toma en cuenta el carácter cíclico de las cargas pero como se verá a continuacion la ley hiperbólica planteada por Hardin puede ser ajustada para el estudio de esfuerzos ciclicos reversibles, como en definitiva son los de los terremotos, lo que nos lleva al modelo matematico propuesto por Ramberg y Osgood que si toma en cuenta esta característica de las cargas dinámicas.

### C. Modelo de Ramberg-Osgood.

El modelo de Ramberg-Osgood resulta lo suficientemente general para englobar, como casos limites, el comportamiento lineal, por un lado y el elastoplastico por otro. A la vez, dicho modelo permite, mediante el ajuste de cuatro parametros similares, una variacion del módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y de la razon de amortiguamiento ( $\xi$ ) respecto a la amplitud de la deformación cortante ( $\gamma$ ), semejante a la obtenida experimentalmente en una amplia gama de suelos.

La expresión esfuerzo-deformacion para el inicio del proceso de carga o para la primera carga esta dado por:

$$\frac{\gamma}{\gamma_y} = \frac{\tau}{\tau_y} \left[ 1 + \alpha \left( \frac{\tau}{\tau_y} \right)^{r-1} \right] \quad \text{Ec.2.62}$$

Siendo:

$\gamma$ = Deformación de corte del suelo.

$\tau$ = Esfuerzo cortante del suelo.

$r$  y  $\alpha$ = Parámetros positivos.

$\gamma_y$ = Deformación de referencia.

$\tau_y$ = Esfuerzo de referencia=  $G_o\gamma$

Los parámetros definidos como  $\gamma_y$ ,  $\tau_y$ ,  $r$  y  $\alpha$  según el modelo de Ramberg-Osgood, tienen un significado muy particular:

$\gamma_y$  y  $\tau_y$  ,describen la posición del punto de fluencia ( entendido en sentido amplio, ya que ésta, en el modelo Ramberg- Osgood, se produce gradualmente).

$r$ , controla el incremento de los efectos no lineales con relación a la deformación, es decir, determina la forma de la curva, por ejemplo, cuando  $r=1$  se establece un factor de proporcionalidad entre esfuerzo ( $\tau$ ) y deformación ( $\gamma$ ).

$\alpha$ , es un factor de escalada de las desviaciones con respecto a la linealidad. Para  $\alpha=0$  la no linealidad desaparece, obteniéndose un sistema elástico.

Las ecuaciones de la curva de descarga y recarga pueden expresarse como:

$$\frac{\gamma-\gamma_0}{2\gamma_y} = \frac{\tau-\tau_0}{2\tau_y} \left[ 1 + \alpha \frac{\tau-\tau_0}{2\tau_y} \right]^{r-1} \quad \text{Ec.2.63}$$

Donde los parámetros tienen el significado descrito anteriormente y  $(\gamma_0, \tau_0)$  son las coordenadas del punto de inversión del signo de la carga, es decir, cambio de signo en la velocidad de deformación.

Las expresiones de las que se puede obtener analíticamente el módulo de rigidez secante ( $G_{sec}$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) correspondiente a un ciclo de esfuerzo ( $\tau$ ), son:

$$G = \frac{G_0}{1 + \alpha \frac{\tau}{\tau_y}} \quad \text{Ec.2.64}$$

$$\xi = \frac{2\alpha (r-1) G}{\pi (r+1) G_0} \frac{\tau}{\tau_y} \quad \text{Ec.2.65}$$

Por otra parte, el módulo tangente ( $G_{tan}$ ) vale:

$$G_{tan} = \frac{d\tau}{d\gamma} = \frac{G_0}{1 + \alpha \cdot r \frac{\tau-\tau_0}{c \cdot \tau_y}} \quad \text{Ec.2.66}$$

En donde  $c$  y  $\tau_0$  son iguales a cero para la curva de la primera carga,  $c=2$  para las curvas de descarga y recarga.

Los valores obtenidos para representar arcilla y arena con las expresiones de Ramberg-Osgood serían:

Para arenas:	$r = 3$	$\alpha = 1$	$C_1 = 0.80$
Para arcillas:	$r = 3$	$\alpha = 1$	$C_1 = 0.40$

Siendo que:

$$\left. \begin{aligned} \tau_y &= C_1 \tau_{\text{máx}} \\ \gamma_y &= C_1 \gamma_R \end{aligned} \right\} \text{valores de carácter experimental}$$

Los valores anteriores para arena y arcilla se representan en el gráfico 2.6.

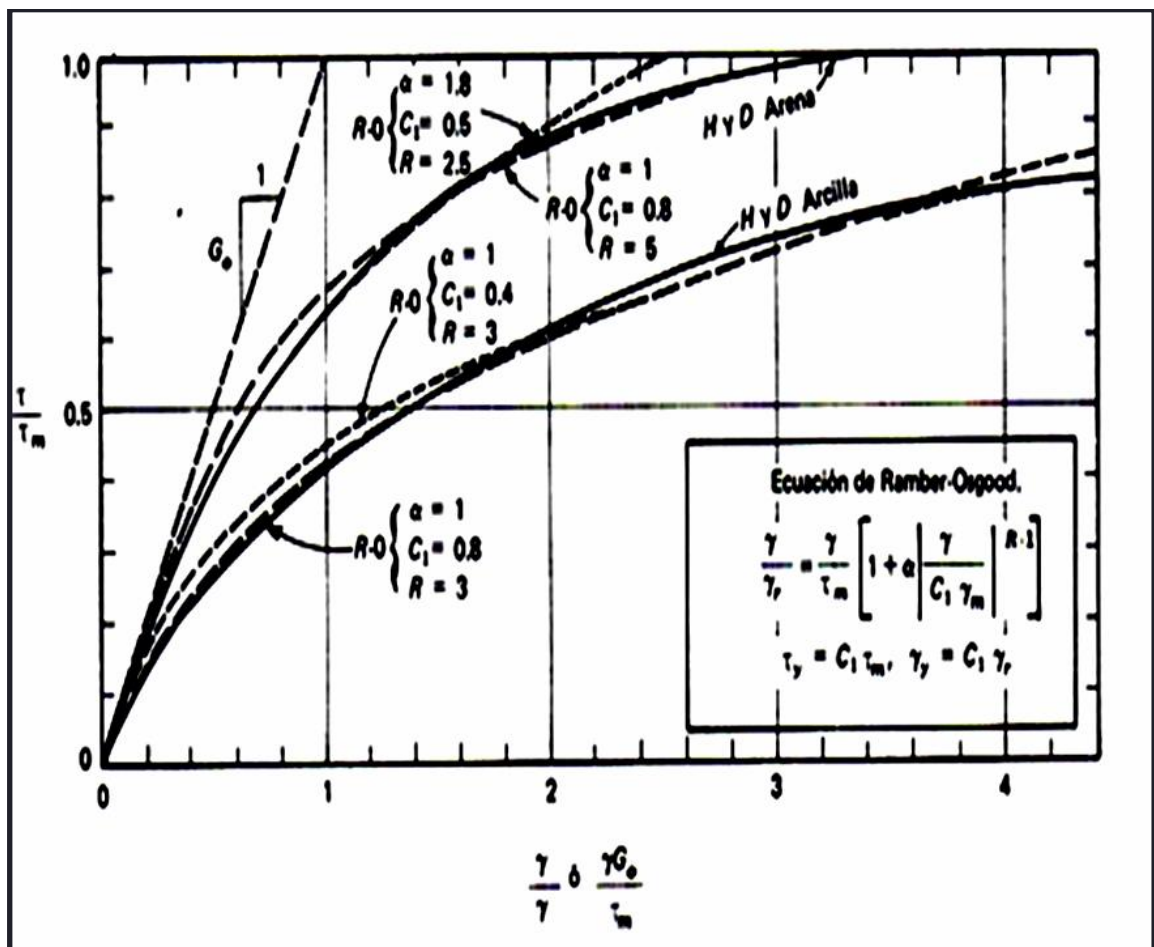


Gráfico 2.6 Curvas de Ramberg-Osgood para arena y arcilla. [Colindres, 1983].

Por último, el modelo de Ramberg-Osgood utiliza las reglas de Masing (1926) para describir el ciclo de histéresis en el espacio esfuerzo Vs. Deformación,  $\tau$ - $\gamma$ . Las reglas de Masing provienen de las hipótesis propuestas por Masing, las cuales establecen los procedimientos para la representación de las curvas de carga-descarga-recarga para varios ciclos de histéresis.

Por último, el comportamiento mecánico de los suelos es complejo estáticamente, sin incluir las condiciones de carga sísmica. La ingeniería geotécnica es constantemente desafiada por la necesidad de caracterizar los aspectos más importantes del comportamiento cíclico del suelo con la mayor exactitud posible con modelos simples y racionales.

A continuación se presenta la tabla 2.6 en la cual se resumen los modelos que fueron expuestos anteriormente y en la que, a su vez, se realiza una comparación entre cada uno de ellos.

**Tabla 2.6 Comparación de los modelos de comportamiento del suelo: Equivalente lineal, Hardin-Drnevich y Ramberg-Osgood.**

CARACTERISTICAS	MODELO		
	LINEAL EQUIVALENTE	HARDIN -DRNEVICH	RAMBERG-OOSGOOD
APLICACIÓN	Estudios de microzonificación y respuesta de sitio.	Estudios de microzonificación.	Estudios de microzonificación.
TIPO DE CARGA QUE ESTUDIA	Carga cíclica simétrica.	Carga no cíclica.	Carga cíclica reversible.
COMPORTAMIENTO DEL SUELO QUE ESTUDIA	No lineal.	Lineal y plástico.	Lineal y elastoplástico.
TIPO DE SUELO	Suelo arenoso o limo-arenoso.	Todo tipo de suelo.	Todo tipo de suelo.
ASUNCION UTILIZADA	Asumir inicialmente valores de G y $\xi$ .	Sólido con ablandamiento representado mediante una ley hiperbólica.	Conocer la variación de G y $\xi$ mediante cuatro parámetros: $r$ , $\alpha$ , $\tau_y$ , $\gamma_y$
NIVEL DE APLICABILIDAD	Bastante práctico.	No muy práctico.	Es el procedimiento más recomendado aunque es un tanto complejo.



## 2.4 PROPIEDADES DINAMICAS DEL SUELO.

### 2.4.1 MODULO DINÁMICO DE CORTANTE DEL SUELO O MODULO DE RIGIDEZ DEL SUELO (G).

El módulo de rigidez a cortante (G) queda definido matemáticamente por la relación:

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad [\text{No. 11.III, p. 96}]^{25} \quad \text{Ec.2.67}$$

Donde:

$\tau$ = Esfuerzo cortante unitario.

$\gamma$ = Deformación cortante.

Es una de las propiedades más importantes en el análisis dinámico del suelo, ya que es el parámetro directo y representativo en el cálculo de esfuerzos y deformaciones que experimenta. Como se ha visto el suelo presenta un comportamiento no lineal entre esfuerzos y deformaciones o más bien, es una relación curvilínea que se conoce como “**Ciclo de histéresis esfuerzo-deformación del material**” (ver grafico 2.7); por este motivo, se define el módulo de rigidez a cortante del suelo (G) como la pendiente de la secante que une los puntos extremos de dicho ciclo,  $G_1$  y  $G_2$ .

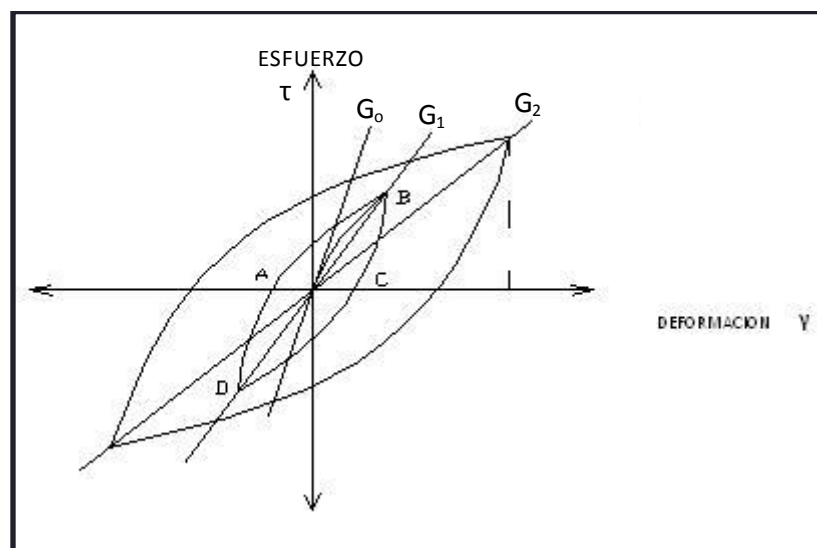


Gráfico 2.7 Ciclo de histéresis esfuerzo-deformación del suelo. [Cuenca, 2004].

Para deformaciones muy pequeñas, la relación anterior (relación no lineal entre esfuerzos y deformaciones) viene dada por la pendiente de la tangente a la curva esfuerzo-deformación en el origen, (ver gráfico 2.7), y recibe el nombre de “módulo de rigidez inicial” ( $G_o$  ó  $G_{m\acute{a}x}$ ) y tiene la característica de ser el valor más grande del módulo de rigidez a cortante en el rango lineal-elástico del suelo, por lo general para deformaciones menores a  $\gamma = 10^{-4}\%$ . Como se puede observar, al aumentar las deformaciones, esta relación comienza a variar, por tanto es necesario establecer el nivel de deformación para el cual se determina el módulo de corte ( $G$ ).

Como se mencionó anteriormente el modulo de rigidez a cortante ( $G$ ), depende de la relación que exista entre  $\tau$  y  $\gamma$  lo cual es visible en pruebas estáticas en donde, como se observa en el gráfico 2.8, la curvatura de la relación  $\tau$  vs.  $\gamma$ , da como resultado el módulo de rigidez estático para un tiempo determinado de aplicación de la carga, el cual depende del nivel de esfuerzo y de la deformación cortante ( $\gamma$ ) a que se someta el suelo y queda representado por la pendiente de la curva  $\tau$  vs.  $\gamma$ .

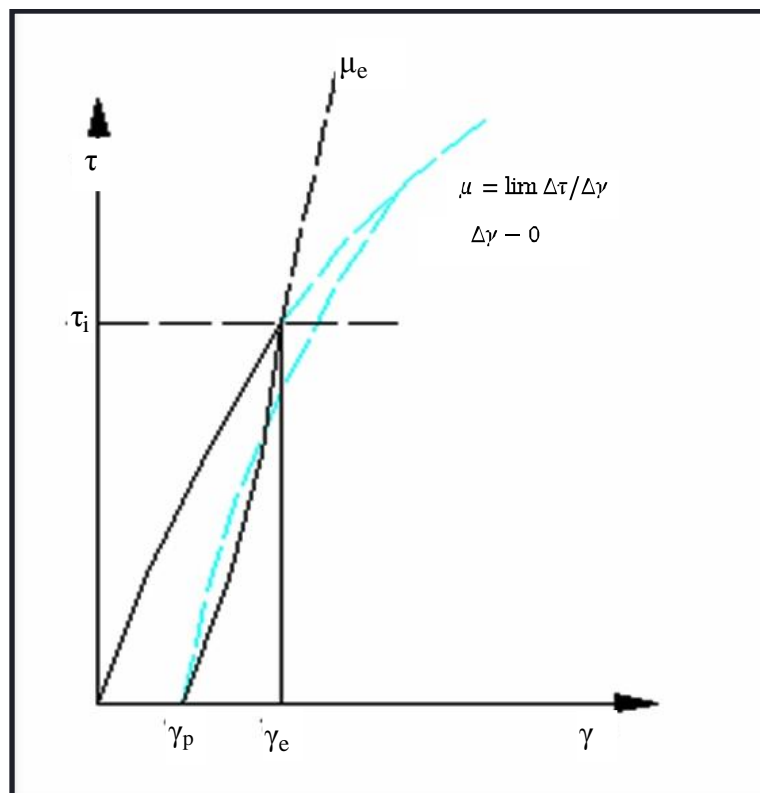


Gráfico 2.8 Esfuerzo cortante vs. Distorsión angular del suelo. [Tomada de Zeevaert, 1980, pág.98].

La curvatura se debe a que durante la distorsión ( $\gamma$ ) se verifican, además de las distorsiones elásticas, deformaciones plásticas y visco-plásticas, de tal manera que el módulo secante para un nivel de esfuerzo  $\tau_i$  estará dado por:

$$\mu_i = \frac{\tau_i}{\gamma_e + \gamma_p + \gamma_{vp}} \quad [\text{No. 12.III, p. 98}]^{25} \quad \text{Ec.2.68}$$

$$\mu_i = \frac{\tau_i}{\gamma_{ep}} \frac{1}{1 + \frac{\gamma_{vp}}{\gamma_{ep}}} \quad [\text{No. 12.III, p. 98}]^{25} \quad \text{Ec.2.69}$$

En donde:

$\tau/\gamma_{ep}$  = Módulo de rigidez para la aplicación de esfuerzos transitorios

$\tau/\gamma_e$  = Módulo de respuesta elástica al cortante.

El módulo dinámico de rigidez del suelo (G), *es mejor también conocido como “módulo esfuerzo-deformación dinámico del suelo”* ya que, como se conoce, la deformación en el suelo se debe a movimientos relativos de partículas, por lo que el módulo dinámico de rigidez no es un término que englobe a toda la masa de suelo, entonces mejor se habla de un modulo dinámico esfuerzo-deformación, el cual viene a ser un valor que describe la relación entre el esfuerzo aplicado y las deformaciones resultantes. Sin embargo, en la terminología convencional, se usa el módulo dinámico de rigidez y los dos términos se usarán intercambiamente en este trabajo de investigación.

El módulo de rigidez a cortante (G), se usa para predecir desplazamientos debidos a vibraciones de cimentaciones sujetas a cargas cíclicas así como las sollicitaciones impuestas por un sismo. Algunos problemas en el área de la Dinámica de Suelos caen en dos categorías generales de magnitud de deformación, las cuales se muestran en la tabla 2.7.

**Tabla 2.7 Intervalos de amplitud de deformación  $\epsilon$ .**

	Intervalo de la amplitud de la deformación $\epsilon$
Cimentaciones para máquinas	$10^{-4}$ a $10^{-3}$
<b>Sismos</b>	<b><math>10^{-2}</math> a <math>10^{-1}</math> y mayores</b>

Fuente: Bowles, 1996, pág. 421.

Estos intervalos de amplitudes de deformación requieren consideración aparte para determinar las propiedades dinámicas, tales como el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ). Esto se debe a que el módulo de rigidez a cortante  $G$ , y la resistencia disminuyen, con frecuencia acentuadamente, con el incremento de las deformaciones. Los valores del módulo de elasticidad del suelo  $E_s$ , son obtenidos de los ensayos usuales de compresión triaxial que tienden a ser relativamente bajos (del orden de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{1}{10}$ ) comparados con el modulo dinámico esfuerzo-deformación determinado con ensayos de bajas amplitudes de deformación (ensayo de columna resonante).

Es preferible determinar las propiedades esfuerzo-deformación *in situ* para las cimentaciones de máquinas con bajas amplitudes de deformación. En donde esto no sea posible, se dispone de varios métodos de laboratorio, incluyendo los ensayos cíclicos triaxial, los ensayos de corte directo cíclico, los ensayos de torsión de cilindros huecos y ensayos de columna de resonancia.

El ensayo de la columna resonante se ha usado considerablemente para determinar el módulo dinámico de las cimentaciones de máquinas. Este ensayo utiliza el tiempo de viaje de una **onda cortante** a través de una columna de suelo que puede ser hueca o sólida, se obtiene la frecuencia de resonancia y se calcula el módulo dinámico esfuerzo-deformación ( $G$ ).

La determinación *in situ* del módulo dinámico esfuerzo-deformación requiere la medición de ondas cortantes (Rayleigh o de compresión) para lo cual se utilizan técnicas sísmicas, en las que a través de una fuente de choque y una unidad electrónica; se observa y se mide el arribo de las ondas Rayleigh (y otras). La relación entre la velocidad de las ondas de cortante y el módulo de rigidez dinámico es la siguiente:

$$G = \rho V_s^2 \quad [\text{No. 14-6, p. 422}]^6 \quad \text{Ec.2.70}$$

Donde:

$$\rho = \text{Densidad del suelo} = \gamma/g$$

Además según la teoría de la elasticidad el modulo cortante  $G$  se relaciona con el módulo de elasticidad ( $E_s$ ), así:

$$G = \frac{E_s}{2(1+2\nu)} \quad [\text{No. 14-7, p. 422}]^6 \quad \text{Ec.2.71}$$

Donde:

$\nu$  = Relación de poisson, adimensional.

Esta fórmula es válida para materiales que tienen un comportamiento isótropo.

Las ecuaciones empíricas para determinar (G) fueron propuestas por varios investigadores a través de una gran variedad de trabajos realizados en campo y laboratorio, siendo algunas de ellas las siguientes:

**a) Arenas**

Aceptado por la mayoría de investigadores que el módulo de rigidez a cortante (G), en arenas está afectado por:

- ✓ La amplitud de la deformación de cortante,  $\gamma$
- ✓ La presión confinante,  $\sigma_0$
- ✓ La densidad y relación de vacíos.

Hardin y Black (1966) han propuesto para deformaciones cortantes inferiores a  $10^{-4}$  las expresiones siguientes:

- ✓ Para arenas con granos redondeados ( $e < 0.8$ ):

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{697.35(2.17-e)^2}{(1+e)} (\sigma_0)^{0.5} \quad [\text{No. 5.25, p. 179}]^{11} \quad \text{Ec.2.72}$$

- ✓ Para arenas con granos angulosos:

$$G_{m\acute{a}x} = \frac{326.14(2.97-e)^2}{(1+e)} (\sigma_0)^{0.5} \quad [\text{No. 5.26, p. 179}]^{11} \quad \text{Ec.2.73}$$

Donde:

$G_{m\acute{a}x}$  = Módulo de rigidez a cortante en  $\text{kg/cm}^2$ .

$e$  = Relación de vacíos, adimensional.

$\sigma_0$  = Esfuerzo octaédrico efectivo =  $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

Seed e Idriss (1970) proponen el cálculo del modulo de rigidez a cortante, mediante la ecuación:

$$G = 22k_2(\sigma_0)^{0.5} \quad [\text{No. 5.27, p. 179}]^{11} \quad \text{Ec.2.74}$$

Para arenas,  $k_2$ , depende de la relación de vacíos y de la amplitud de las deformaciones. Como el parámetro,  $k_2$ , se correlaciona con la prueba de penetración estándar, en muchos problemas prácticos el procedimiento consiste en efectuar una prueba de penetración estándar, usar los datos de campo para estimar la compacidad relativa, y a partir de ella, el módulo de elasticidad de cortante ( $G$ ), empleando el gráfico 2.9 y la ecuación 2.74.

Ohsaki e iwasaki (1973) proponen una ecuación que expresa la relación entre el módulo ( $G$ ) obtenido mediante el ensayo Cross-hole y la prueba de penetración estándar:

$$G_{m\acute{a}x} = 12,000 \cdot N^{0.8} \quad [\text{No. 5.28, p. 181}]^{11} \quad \text{Ec.2.75}$$

Donde:

$G_{m\acute{a}x}$  está en Kpa

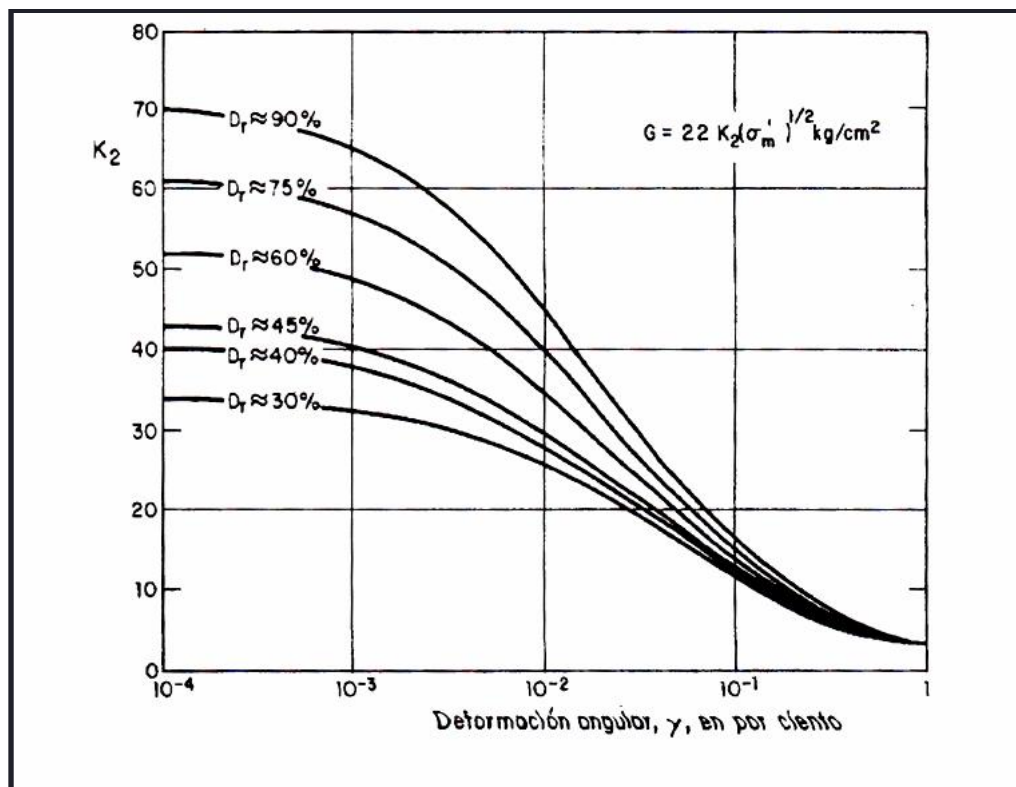


Gráfico 2.9 Módulo de rigidez al cortante para arenas (Seed e Idriss, 1970). [Díaz, 2006].

En 1972 Los investigadores Hardin y Drnevich propusieron la siguiente expresión:

$$G = \frac{G_{m\acute{a}x}}{1 + \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}} \frac{1 - 0.5 \cdot e^{-0.16 \frac{G_{m\acute{a}x}}{\tau_{m\acute{a}x}} \gamma}}{\tau_{m\acute{a}x}}} \quad [\text{p. 188}]^{10} \quad \text{Ec.2.76}$$

Siendo:

$$G_{m\acute{a}x} = 1230 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_o^{0.5} \quad [\text{p. 188}]^{10} \quad \text{Ec.2.77}$$

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{1 + k_o}{2} \cdot \sigma_v \cdot \sin \varphi + C \cos \varphi - \frac{1 - k_o}{2} \sigma_v^{0.5} \quad [\text{p. 188}]^{10} \quad \text{Ec.2.78}$$

Donde la ecuaci3n 2.78 tiene definido sus par3metros de la siguiente forma:

$K_o$  = Coeficiente de empuje de tierras en reposo, adimensional.

$\Phi, C$  = Angulo de fricci3n interna efectivo y cohesi3n real de la arena, radianes.

$\sigma_o$  = Presi3n efectiva confinante del suelo, Kg/m<sup>2</sup>.

$\sigma_v$  = Presi3n efectiva vertical del suelo, Kg/m<sup>2</sup>.

$G_{m\acute{a}x}$  = M3dulo de rigidez para niveles de deformaci3n de casi cero, Kg/m<sup>2</sup>.

$\tau_{m\acute{a}x}$  = Resistencia de pruebas de cortante est3tico (dadas en 1972 como resultado de su investigaci3n).

Posteriormente Sherif e Ishibashi, propusieron la siguiente expresi3n para el m3dulo de rigidez (1976):

$$G = 2.8 \varphi^{11.67\gamma + 0.50} 40(0.205)^{\left(\frac{\gamma}{s}\right)} \quad [\text{p. 189}]^{10} \quad \text{Ec.2.79}$$

En p.s.i, para  $0 \leq \gamma \leq 0.03 \%$  y:

$$G = 2.8 \varphi (\sigma_o)^{0.85} \gamma^{-0.6} \quad [\text{p. 189}]^{10} \quad \text{Ec.2.80}$$

Para  $0.03 \leq \gamma \leq 1.0 \%$

Siendo:

$\sigma_o$  = Esfuerzo de confinamiento efectivo en p.s.i.

$\Phi$  = Angulo de fricci3n interna en grados.

$\gamma$  = Amplitud de la deformación cíclica al cortante en % .

El gráfico 2.10 representa una comparación de los diferentes valores encontrados para el módulo  $G$ ; por los investigadores mencionados con anterioridad:

**b) Arcillas.**

Hardin y Drnevich (1972) proponen para el caso de arcillas:

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_R}} \quad \text{Ec.2.81}$$

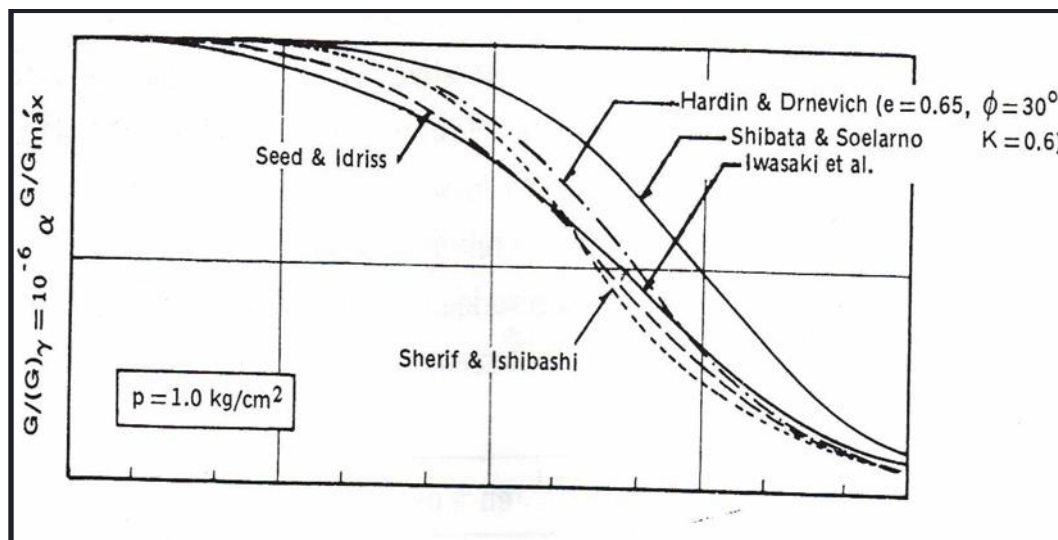


Gráfico 2.10 Comparación entre  $G/G_{\max}$  y deformación cortante  $\gamma$  [Colindres, 1983].

Siendo:

$$G_{\max} = 326 \frac{2.973 - e^z}{1 + e} OCR K(\sigma\sigma)^{0.5} \quad \text{Ec.2.82}$$

Donde:

$G$  = Módulo de rigidez a cortante en  $\text{kg/cm}^2$ .

OCR = Relación de preconsolidación.

Por último el valor de  $K$  se encuentra, entrando con el valor del índice de plasticidad  $PI$  en la tabla 2.8, la cual se muestra a continuación:



Tabla 2.8 Valores del coeficiente K

<b>PI</b>	20	40	60	80	>100
<b>K</b>	0.18	0.30	0.41	0.48	0.50

Fuente: Hardin Y Drnevich, 1972.

Además,  $\gamma_R$ , es la deformación de referencia (véase 2.3.1.3).

Zeevaert en México, D.F, ciudad famosa por sus arcillas bentónicas altamente compresibles, quizá sea el investigador mas involucrado con datos sobre el módulo de rigidez de arcillas (Colindres, 1984, pág.191). Zeevaert ha propuesto la siguiente expresión o ley fenomenológica para obtener el G de suelos cohesivos:

$$G = G_o e^{b\sigma_c} \quad [p. 191]^{10} \quad \text{Ec.2.83}$$

Siendo:

$G_o$  = modulo de rigidez inicial.

e = base de los logaritmos naturales.

$$\sigma_c = \frac{1}{3}(1 + 2k_o)\sigma_{oc}$$

$\sigma_{oc}$  = esfuerzo efectivo=  $\sigma$ -u

El valor de G, debe ser obtenido para diferentes esfuerzos confinantes volumétricos. En este caso de las arcillas, el suelo debe de consolidarse, es decir, dejar que el exceso de presión del agua se disipe, induciéndose entonces la vibración libre, con la cual se puede medir la respuesta elástica del suelo.

#### 2.4.2 RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO ( $\xi$ ).

El amortiguamiento se define como la propiedad que representa la capacidad de disipación de energía del suelo.

El amortiguamiento existe en todo sistema físico real y permite disipar energía en un sistema que se encuentre en vibración hasta alcanzar su posición de equilibrio inicial.

Existen además ciertos tipos de amortiguamiento dependiendo de los mecanismos que utilice un determinado sistema para disipar la energía, dentro de los que podemos distinguir:

- a) Amortiguamiento viscoso.
- b) Amortiguamiento por radiación.
- c) Amortiguamiento hysterético.

**a) Amortiguamiento viscoso.**

Un material tiene amortiguamiento de naturaleza viscosa cuando la energía disipada por ciclo se incrementa de acuerdo con la frecuencia de vibración. Esta es la hipótesis en que se basa la determinación del amortiguamiento por *el método del decremento logarítmico*. Además, este tipo de amortiguamiento es el que generalmente se relaciona por medio de un coeficiente de amortiguamiento, llamado C, el cual es seleccionado de tal manera que la energía de vibración que disipa sea equivalente a la energía disipada por todos los mecanismos de amortiguamiento, combinados, presentes en un determinado sistema físico.

**b) Amortiguamiento por radiación.**

Un material tiene amortiguamiento por radiación cuando la energía disipada por alguna estructura, como por ejemplo una cimentación, es producto de la radiación de ondas que se alejan de la cimentación.

**c) Amortiguamiento hysterético.**

Un material tiene amortiguamiento de naturaleza hysterética cuando la energía disipada por ciclo es independiente de la frecuencia de vibración. Esta es la hipótesis en la que se basa la determinación del amortiguamiento mediante la curva de respuesta a la frecuencia, utilizando columna resonante. El amortiguamiento es expresado convencionalmente como una fracción del amortiguamiento crítico, en cuyo caso se define como una relación de amortiguamiento. Los datos publicados sobre relaciones de amortiguamiento son escasos, y consisten solamente en valores deducidos de pruebas en muestras pequeñas o estimaciones teóricas. Debe tomarse en cuenta que a la fecha no se han hecho determinaciones *in situ* del amortiguamiento del material, y que las relaciones de amortiguamiento pueden solamente usarse en los análisis de un modo comparativo. Entre los modelos de amortiguamiento, el que mejor responde al comportamiento del suelo es *el hysterético*, el cual es considerado como una medida de la pérdida de energía de vibración.

A partir del gráfico esfuerzo-deformación o ciclo hysterético (ver gráfico 2.11), se obtiene el amortiguamiento el cual es proporcional al área del ciclo:

$$\zeta = \frac{\text{área del ciclo de histéresis}}{4 * \pi * \text{área de triángulo OAB}}$$

Ec.2.84

Donde:

$\xi$  = es el amortiguamiento histérico.

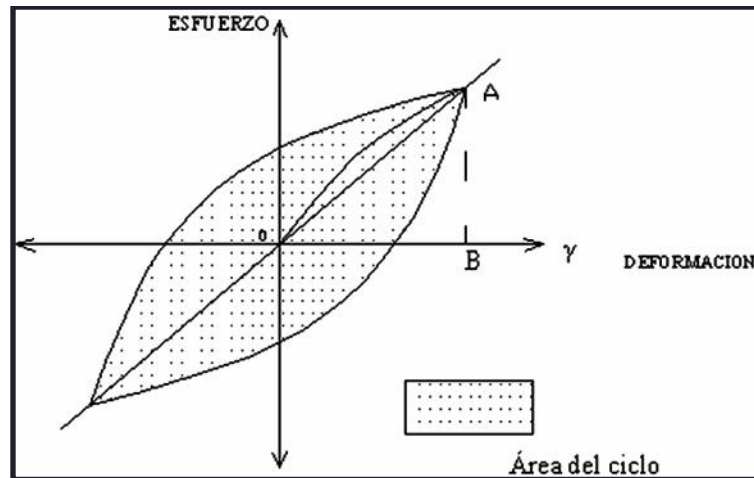


Gráfico 2.11 Amortiguamiento a partir del ciclo de histéresis esfuerzo-deformación. [Cuenca, 2004].

Los estudios realizados por Seed e Idriss durante la década de los 60'S, han revelado que la relación de amortiguamiento es independiente de la velocidad pero no de la deformación. En el gráfico 2.12, se presentan los rangos de resultados de los trabajos realizados por Seed e Idriss (1970) y Kokusho (1982).

En dicho gráfico se puede apreciar que la relación de amortiguamiento para suelos arcillosos se incrementa, desde un valor mínimo de menos de 5% para una deformación de aproximadamente 0.01% a un valor mayor de 8% para deformaciones de alrededor de 1%.

Las ecuaciones empíricas para determinar el amortiguamiento ( $\xi$ ), fueron propuestas por varios investigadores a través de una serie de trabajos realizados. Hardin y Drnevich (1972) proponen las siguientes expresiones:

**a) Para arenas:**

$$\xi_{máx} = D - 1.5 \log N$$

[No. 5.33, p. 184]<sup>11</sup> Ec.2.85

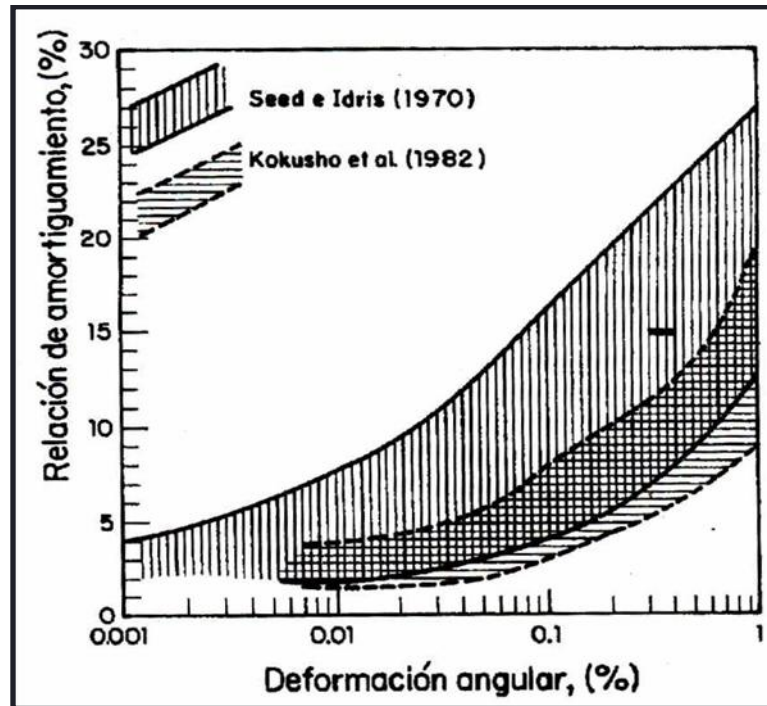


Gráfico 2.12 Relación de amortiguamiento vs deformación angular para suelos arcillosos (Kokusho et al, 1982) [Díaz, 2006: pág.288].

#### b) Para arcillas saturadas

$$\xi_{m\acute{a}x} = 31 - 3 + 0.3f (\sigma_m)^{0.5} + 1.5f^{0.5} - 1.5(\log N) \quad [\text{No. 5.34, p. 179}]^{11} \quad \text{Ec.2.86}$$

En donde:

$\xi_{m\acute{a}x}$  = Fracción del amortiguamiento crítico, %.

N = Número de ciclos, adimensional.

f = Frecuencia de la carga aplicada, Hz.

D = En arenas limpias se especifican valores de 33 y 28 para estados secos y saturados respectivamente.

Sherif et al, han propuesto la siguiente expresión:

$$\xi = \frac{50 - 0.6\sigma_c}{38} 73.30F - 53.3 \gamma^{0.30} \quad [\text{p. 192}]^{10} \quad \text{Ec.2.87}$$

En donde  $\sigma_e$ , es la presión confinante efectiva (p.s.i),  $\gamma$  en % y el factor F que mide la esfericidad y granulometría esta dado por:

$$F = \frac{1}{\psi^2 c_g} \quad [p. 193]^{10} \quad \text{Ec.2.88}$$

Siendo:

$$\psi = \frac{S''}{S} \quad \text{Esfericidad}$$

$$C_g = \frac{D_{30}}{(D_{10} \times D_{60})} \quad \text{Coeficiente de graduación}$$

S y S'' se refieren al área de superficie de una esfera y la superficie del suelo.

Seed y Lee (1970) proponen:

**a) Para arenas.**

Utilizar la curva llena del grafico 2.13, entrando a ella con el nivel de deformación que presente el suelo, tocando la curva y leyendo el correspondiente valor de la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), en el eje de las ordenadas, este método proporciona buenos resultados para efectos prácticos.

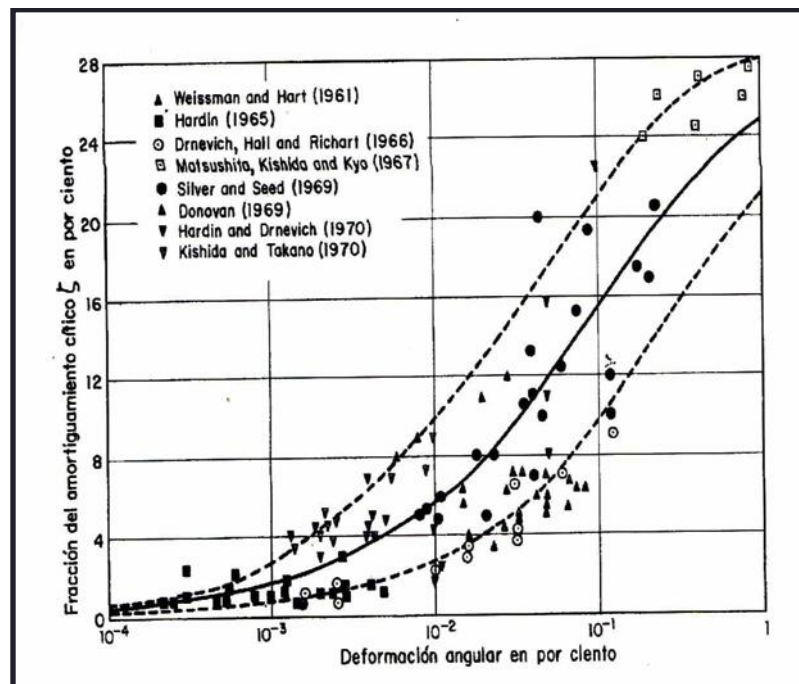


Gráfico 2.13 Amortiguamiento para arenas (Seed e Idriss, 1970). [Díaz, 2006].

### b) Para arcillas saturadas

Los datos experimentales disponibles para calcular este parámetro son escasos y se muestran en grafico 2.14 Según Seed e Idriss, el valor medio representado por la curva llena del grafico 2.14, proporciona valores del amortiguamiento con suficiente aproximación para problemas prácticos.

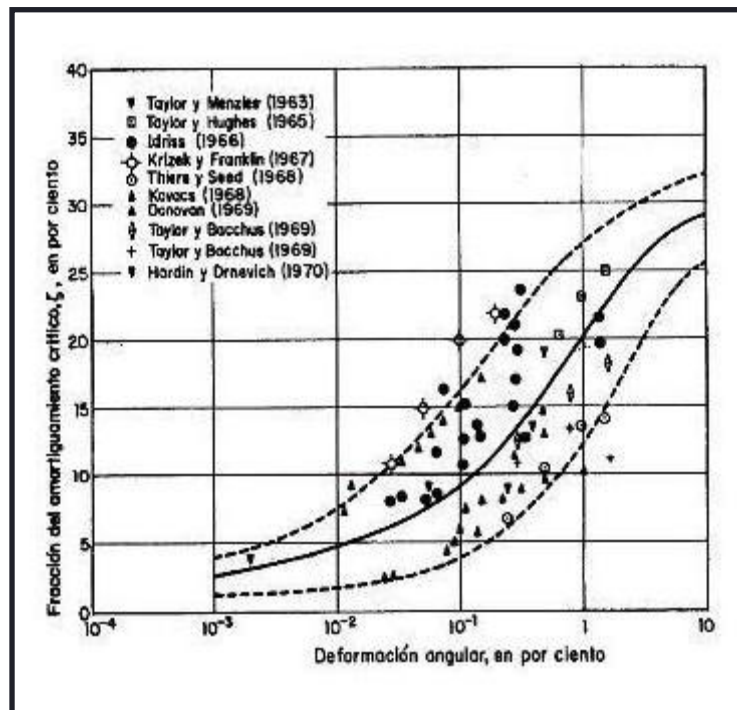


Gráfico 2.14 Amortiguamiento para arcillas saturadas (Seed e Idriss, 1970). [Díaz, 2006].

### 2.4.3 PARÁMETROS QUE AFECTAN AL MÓDULO DE RIGIDEZ A CORTANTE (G) Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO ( $\xi$ ).

Se han realizado una serie de investigaciones con la finalidad de establecer o dicho de otra forma de poder estimar qué características físicas del suelo alteran su comportamiento ante cargas cíclicas, variando las condiciones en las que se realizaban las pruebas para observar el efecto que producía en el suelo.

En esta apartado abordaremos aquellos factores que afectan tanto al módulo de rigidez a cortante (G) como a la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), ya que son los parámetros más importantes que mejor describen el comportamiento del suelo cuando éste se encuentra en movimiento, para lo

cual su uso ha sido indispensable en los estudios de la respuesta dinámica de un determinado sitio.

### Módulo de rigidez a cortante (G).

A continuación se discuten los principales factores que afectan al módulo de rigidez al corte (G) y que generalmente se presentan en la mayoría de suelos:

#### a. Efecto de la amplitud de deformación.

Es un hecho bien establecido, que independientemente del tipo de suelo, el módulo de corte (G), se reduce al aumentar la amplitud de la deformación angular ( $\gamma$ ).

La curva de reducción del módulo de corte (G) versus la amplitud de la deformación angular se expresa generalmente en forma adimensional, normalizando la información mediante el módulo para pequeñas deformaciones  $G_{\text{máx}}$  ó  $G_o$ , (ver grafico 2.15) El valor de  $G_{\text{máx}}$  es aproximadamente constante para deformaciones angulares menores de  $10^{-3}\%$  y es fundamentalmente elástico.

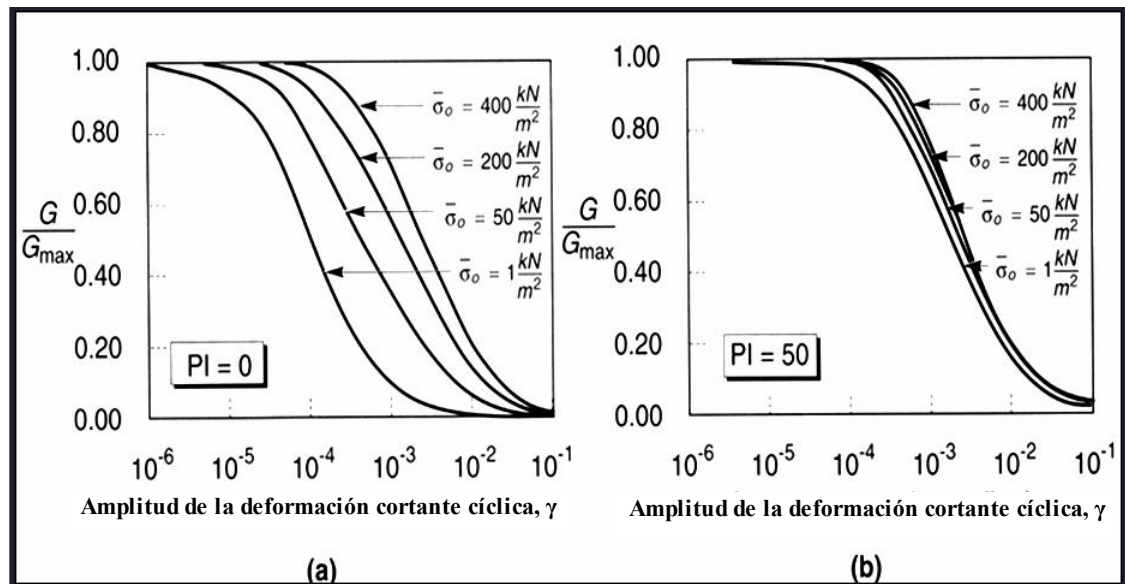


Gráfico 2.15 Variación del módulo de corte en función de la tensión de confinamiento, del índice de plasticidad y la deformación cíclica de corte.

#### b. Efecto de la relación de vacíos.

Hardin y Black (1968) encontraron que existe un factor de relación de vacíos (F (e)), el cual puede usarse en la ecuación de la forma:

$$G_{m\acute{a}x} = KF e Pa^{1-n} \sigma_{3c} (OCR)^m \quad [p. 282]^{11} \quad \text{Ec.2.89}$$

En donde K es una constante dada por la tabla 2.7,  $\sigma_{3c}$  es la presión confinante efectiva isotrónica ( $\sigma_{3c} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$ ) en las mismas unidades que la presión atmosférica (Pa) el exponente n varía entre 0.5 y 0.6.

El factor de relación de vacíos tiene la forma:

$$F e = \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \quad [p. 282]^{11} \quad \text{Ec.2.90}$$

c. Efecto de la presión confinante.

La tensión total efectiva vertical ( $\sigma_v$ ) está definida como  $\sigma'_v = \rho z$ , donde  $\rho$  es el peso específico del suelo y z la profundidad desde la superficie. Por lo tanto la tensión efectiva vertical ( $\sigma_v$ ) aumenta con la profundidad z, y el material está más confinado.

Un incremento de tensión efectiva media provoca un aumento del límite de deformación elástica. En consecuencia, los suelos bajo tensiones de confinamiento altas se comportan como materiales más rígidos que suelos idénticos bajo tensiones de confinamiento menores (ver gráfico 2.15).

d. Efecto de la historia de consolidación OCR.

Para suelos ligeramente consolidados con alto índice de plasticidad IP,  $G_{max}$  aumenta. En cambio para suelos normalmente consolidados ( $OCR = 1$ ) si el índice de plasticidad crece,  $G_{max}$  permanece más o menos constante (ver gráfico 2.16).

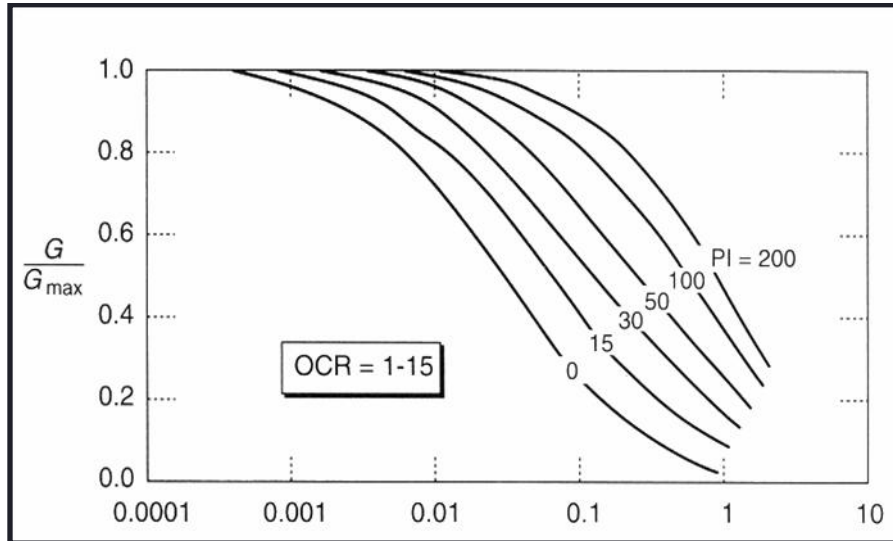
Esta característica es muy importante ya que puede influir en la manera en que un depósito de suelo amplificará o atenuará los movimientos provocados por un terremoto.

El incremento del módulo de rigidez a cortante (G) debido a la historia de consolidación (OCR), es expresado por medio de la siguiente expresión:

$$G_{m\acute{a}x} = KPa^{1-n} \sigma_{3c}^n (OCR)^m \quad [p. 283]^{11} \quad \text{Ec.2.91}$$

El exponente m, está comprendido entre 0.3 y 0.7.





**Gráfico 2.16 Variación del módulo de corte en función del grado de sobreconsolidación del suelo y del índice de plasticidad y la deformación.**

*e. Efecto de la consolidación secundaria.*

Varios investigadores (Hardin y Black, 1968; Anderson y Wood, 1976; Kokusho et al., 1982) han mostrando que la variable tiempo tiene un efecto importante sobre las propiedades dinámicas de los suelos, confirmando que el modulo de corte ( $G$ ) para pequeñas deformaciones, se incrementa con el tiempo de confinamiento bajo condiciones de la aplicación de esfuerzo constante.

El grafico 2.17, muestra el comportamiento típico, caracterizado por un intervalo de comportamiento primario y otro de comportamiento secundario, en el que se puede observar que el cambio de volumen y del módulo se dan en el mismo tiempo.

El efecto secundario se ha descrito en términos del incremento del módulo de corte ( $G$ ) en un ciclo en escala logarítmica expresada como la relación  $G/G_{1000}$ , en donde  $G_{1000}$  es la magnitud del modulo  $G$  para 1000 minutos.

*f. Efecto del índice de plasticidad.*

Zen et al. 1978, realizaron una extensa investigación sobre muestras de suelo, con diferentes índices de plasticidad IP, concluyeron que el IP está relacionado con la forma de la curva normalizada de reducción del módulo de corte ( $G$ ), y que al aumentar el IP, la curva se mueve hacia la derecha, mostrando una menor reducción con el aumento de la deformación ( $\gamma$ ).

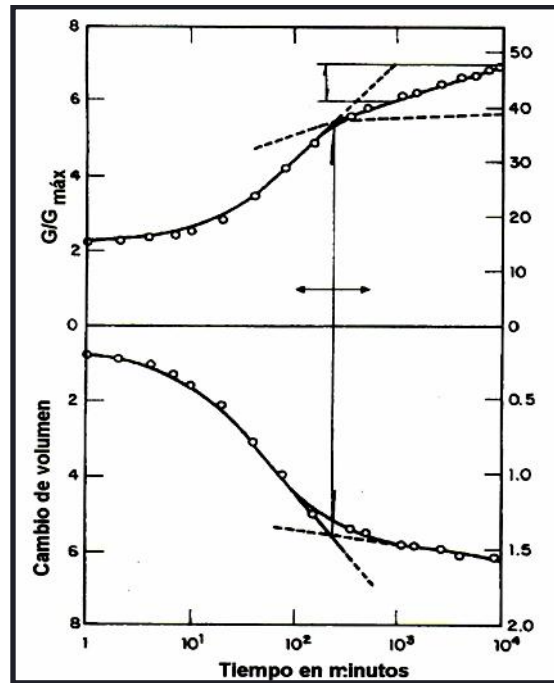


Gráfico 2.17 Cambios en el módulo y altura con el tiempo para arcillas a presión confinante constante (Anderson y Stokoe, 1978). [Díaz, 2006].

### Razón de amortiguamiento ( $\xi$ ).

A continuación se discuten los principales factores que afectan la razón de Amortiguamiento ( $\xi$ ) las cuales son aplicables para todo tipo de suelo:

#### a. Efecto de la amplitud de deformación angular ( $\gamma$ ).

La razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) también depende del nivel de deformación del suelo siendo mayor a medida que aumenta la deformación de corte ( $\gamma$ ), tal como se vio en el apartado 2.3.1.3.

#### b. Efecto de la presión confinante.

Hardin y Drnevich propusieron que el amortiguamiento decrece con la raíz cuadrada de la presión de confinamiento, sin embargo sus resultados no son concluyentes (Díaz, 2006, pág.288).

#### c. Efecto de la frecuencia de carga.

La información sobre el efecto de la frecuencia de carga establece que las altas frecuencias están asociadas con bajos valores de amortiguamiento.

Los factores que se mencionaron anteriormente y que afectan los valores del módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) en toda la masa de suelo son resumidos en la tabla 2.9, en donde se puede observar con claridad la severidad del efecto que producen en estas propiedades dinámicas.

**Tabla 2.9 Parámetros que afectan al Módulo de Rigidez ( $G$ ).**

Parámetros	Importancia para el módulo de rigidez ( $G$ ) <sup>(a)</sup>		Importancia para el amortiguamiento ( $\xi$ )	
	Arenas limpias	Suelos cohesivos	Arenas limpias	Suelos cohesivos
Amplitud de formación ( $\gamma$ ).	M	M	M	M
Presión de confinamiento ( $\sigma_c$ ).	M	M	M	M
Relación de vacíos ( $e$ ).	M	M	M	M
Numero de ciclos de carga ( $N$ ).	R <sup>(b)</sup>	R	M	M
Grado de saturación ( $S$ ).	R	M	m	m
Parámetros de resistencia al corte.	m	m	m	m
Frecuencia de carga (arriba de 0.1 Hz).	R	R	R	R
Características granulares, tamaño, forma, mineralogía.	R	R	R	R
Estructura del suelo.	R	R	R	R
Cambio de volumen debido a la amplitud cortante.	D	R	D	D

Fuente: Avendaño, 2005; Aguilar, 1984.

<sup>(a)</sup> M = muy importante.

m = menos importante.

R = relativamente importante.

D = desconocido.

<sup>(b)</sup> Excepto para arenas limpias saturadas, que es menos importante.

Como se puede apreciar los factores que más afectan al módulo de rigidez al corte (G) y a la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) son: la amplitud de deformación angular ( $\gamma$ ), la presión de confinamiento ( $\sigma_c$ ) y la relación de vacíos (e).

#### 2.4.4 VELOCIDAD DE ONDAS DE CORTE ( $V_s$ ).

La velocidad de ondas de corte es otro parámetro importante para caracterizar el comportamiento dinámico del suelo, especialmente ante eventos sísmicos y cualquier evento que pueda generar vibraciones en el terreno en general. Su mayor utilidad corresponde a la determinación del módulo de rigidez a cortante (G) de un suelo ya que como se vio anteriormente la velocidad de ondas de corte está estrechamente relacionado con el módulo “G” según la siguiente expresión que es útil para obtener la velocidad de propagación de las ondas S en medios isótropos y homogéneos:

$$V_s = \frac{\bar{G}}{\rho} \quad [\text{Ec.3.1}]^{13} \quad \text{Ec. 2.92}$$

Donde:

$V_s$  = Velocidad de propagación de una onda S, m/s.

G = Módulo de cortante, Kg/m<sup>2</sup>.

Algunas de las aplicaciones que tiene este parámetro son:

✓ *Determinación del periodo fundamental del suelo ( $T_s$ );* Es útil conocer el periodo predominante de vibración de un sitio dado, para estimar el movimiento sísmico de diseño y la vulnerabilidad frente a sismos de las construcciones de un sitio dado.

✓ *Las velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ), son útiles para la exploración del subsuelo,* ya que, mediante ensayos de ondas de corte se puede determinar la estratigrafía de un determinado suelo, así podemos ver como algunas normas incluyen su propia clasificación en base a las velocidades de las ondas de corte, por ejemplo:

Para el caso del código de Diseño por Sismo de Guatemala, define por su parte:

Suelo firme:  $V_s \geq 600$  m/seg.

Suelo suave:  $150 \leq V_s \leq 600$  m/seg.

El Salvador en la “Norma Técnica de Diseño por Sismo”, contempla su propia clasificación de sitio, tomando en cuenta este parámetro, así presenta cuatro tipos de perfiles de suelo, de la siguiente manera:

- ✓  $S_1$  (a) Material rocoso con velocidades de ondas de corte de 500 m/seg.
- ✓  $S_4$  Suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y con una velocidad de ondas de corte menor de 150 m/ seg.

**Nota:** los dos perfiles  $S_2$  y  $S_3$  tienen que ver con la profundidad del estrato, así como de sus propiedades geotécnicas como la cohesión y su densidad.

### **Métodos experimentales para determinar la velocidad de ondas de corte.**

La velocidad de las ondas de corte ( $V_s$ ) puede ser determinado con ensayos de laboratorio como: Columna de resonancia, el triaxial cíclico y ensayos de campo tales como, pozo Cross-Hole, refracción sísmica y down-hole.

- ✓ **Columna de resonancia;** Consiste en someter una probeta cilíndrica de suelo de 3.60 de diámetro y 9 cm. de altura, bajo vibración forzada torsional (figura 2.44). Esto se logra al aplicar una fuerza de torsión en la parte superior del espécimen manteniendo su base empotrada, variando la frecuencia de excitación, hasta alcanzar la frecuencia de resonancia (este será documentado con detalles en el capítulo 3).

Mediante la siguiente expresión obtenemos la velocidad de las ondas de corte:

$$V_s = \frac{2\pi f_n L}{\beta} \quad \text{Ec.2.93}$$

En donde:

$V_s$  = Velocidad de corte, en m/s.

$f_n$  = Frecuencia natural de la muestra, en Hz.

$L$  = Longitud de la muestra, en m.

$\beta$  = Valor obtenido de la expresión  $\beta \tan \beta = I_m/I_s$  ( $\beta$  en radianes).

$I_m$  = Momento polar de inercia de la masa de la muestra, en  $\text{kg}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2$ .

$I_s$  = Momento polar de inercia de masa del sistema móvil de la columna resonante, en  $\text{kg}\cdot\text{m}\cdot\text{s}^2$ .

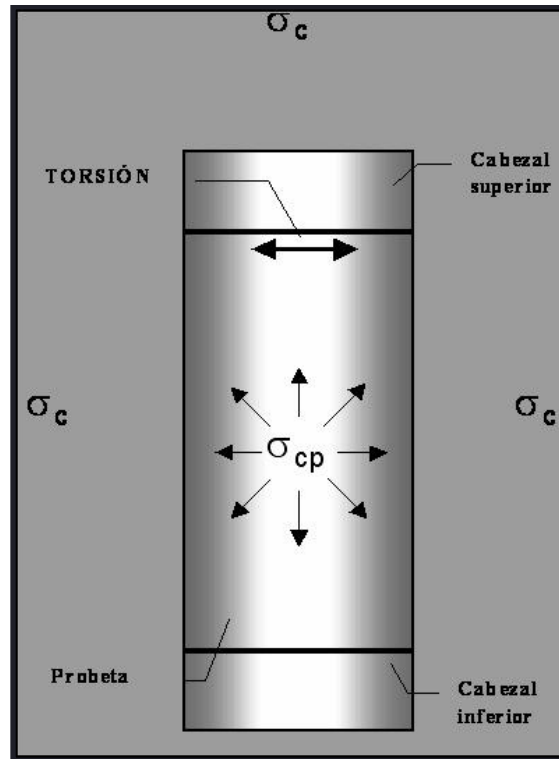


Figura 2.44 Condiciones de esfuerzo durante la prueba de Columna resonante (tomada de Automatización del equipo triaxial dinámico de Columna resonante).

- ✓ **Triaxial cíclico**; consiste en ensayar probetas cilíndricas de 4 y 6" de diámetro por 6 y 7" de altura, respectivamente. (este será detallado en el capítulo 3).

La velocidad de las ondas de corte ( $V_s$ ) se determina mediante el módulo cortante ( $G$ ) obtenido de la prueba.

- ✓ **El ensayo de pozo cross-hole**, este será documentado en el presente trabajo y fundamenta en medir los tiempos de llegada de las ondas de secundarias y de compresión a las diferentes profundidades. Todo esto se hace utilizando osciloscopios, y equipo fotoeléctrico que permite grabar los récords de los impulsos. Este método se usa en materiales entre roca y arcilla, sin que el nivel freático lo afecte.
- ✓ **Refracción sísmica**; también será documentado en el presente trabajo. Este permite, desde la superficie, medir las velocidades de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. Las ondas sísmicas se generan en forma artificial en la superficie del terreno y viajan en todas direcciones. El ensayo consiste en registrar los tiempos de viaje de las ondas hasta una serie

de sensores o geófonos superficiales, instalados en una línea recta con origen en el punto de emisión.

- ✓ **Método down-hole**; en este las velocidades de ondas de corte son medidas en una dirección vertical, utilizando un geófono de tres dimensiones. 4.5 Hz, es colocado abajo del agujero de 4 pulgadas de diámetro. Las ondas de corte son generadas por detonaciones en cada una de dos zanjas simétricas hechas en los costados del agujero. Este método no será documentado en el presente trabajo ya que se documentara el Cross-Hole que es equivalente.

### **Ecuaciones para calcular las velocidades de ondas de corte .**

Existen muchos investigadores que han planteado sus ecuaciones para el cálculo de las velocidades de las ondas de corte, aquí se presentarán el análisis de algunos de ellos:

1. Las ecuaciones obtenidas por J.R: Hall, F.E. Richard y R.D. Woods (U.S.A, 1970) (Columna de resonancia):

- ✓ Para arenas limpias y gravas con  $e > 0.80$ :

$$v_s = 160.40 (2.17 - e) (\sigma_0)^{0.25} \quad [p. 166]^{10} \quad \text{Ec.2.94}$$

- ✓ Para suelos sin coherencia, angular y con  $e > 0.60$ :

$$v_s = 109.70 (2.97 - e) (\sigma_0)^{0.25} \quad [p.166]^{10} \quad \text{Ec.2.95}$$

Donde:

$v_s$  = Velocidad de ondas de corte en m/seg.

$\sigma_0$  = Presión confinante en Kg/cm<sup>2</sup>.

$e$  = Relación de vacíos.

2. Las ecuaciones obtenidas por T. Imai, F. Fumoto et al, (1976, Japón):

$$v_s = 138.30 q_u^{0.417} \quad [p.166]^{10} \quad \text{Ec.2.96}$$

Donde:

$v_s$  = En m/seg

$q_u$  = Compresión no confinada en Kg/cm<sup>2</sup>.

Y también usando el ensayo S.P.T.:

$$v_s = 89.80 N^{0.341} \quad [p.166]^{10} \quad Ec.2.97$$

Donde:

$v_s$  = Velocidad de la onda de corte en m/seg.

$N$  = S.P.T (Nº Golpes/pie).

3. Los resultados del Dr. Leonardo Zeevaert (México, 1964) (Péndulo de torsión). Estableció las siguientes expresiones o leyes fenomenológicas:

Obteniendo la velocidad de ondas de corte usando la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{\bar{G}}{\rho} \quad [p.167]^{10} \quad Ec.2.98$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del suelo en Kg/m<sup>3</sup>.

El módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ) se evalúa de la siguiente forma:

Para suelos cohesivos:

$$G = G_0 e_N^{n_c \sigma_c} \quad [p.167]^{10} \quad Ec.2.99$$

Para suelos no cohesivos:

$$G_0 = C_s \sigma_0^{ns}, \quad [p.167]^{10} \quad Ec.2.100$$

Donde:

$G_0$  = Módulo dinámico al esfuerzo cortante inicial.

$\sigma_c$  = presión confinante cuya expresión es,  $\sigma_c = 1/3 (\sigma_v + 2 \sigma_H)$

$\sigma_v$  = Esfuerzo vertical.

$\sigma_H$  = Esfuerzo horizontal a la profundidad analizada.

$\sigma_0$  = Presión confinante.



### 2.4.5 MODULO DE ELASTICIDAD ESTÁTICO ( $E_s$ ) Y DINÁMICO ( $E_d$ ) DEL SUELO.

El Módulo de Elasticidad  $E_s$  de un suelo, se define como la relación lineal elástica entre un esfuerzo aplicado y la correspondiente deformación producida en dicha dirección de aplicación. Dicho de otra manera, el módulo de elasticidad es la relación esfuerzo-deformación que solo puede existir cuando el suelo se comporta de una manera relativamente elástica, es decir que al ser sometido a una carga y deformarse, este recupera su estado inicial al ser retirada la carga, desapareciendo la deformación. La definición anterior, está basada en el modelo elástico lineal que en 1678 estableció Robert Hooke, el cual para una acción uniaxial se escribe así:

$$\sigma = E_s \varepsilon \quad [\text{Ec. 14-1, p.414}]^6 \quad \text{Ec.2.101}$$

$$E_s = \sigma / \varepsilon \quad [\text{Ec. 14-1, p.414}]^6 \quad \text{Ec.2.102}$$

Donde:

$\sigma$  = Esfuerzo normal del suelo.

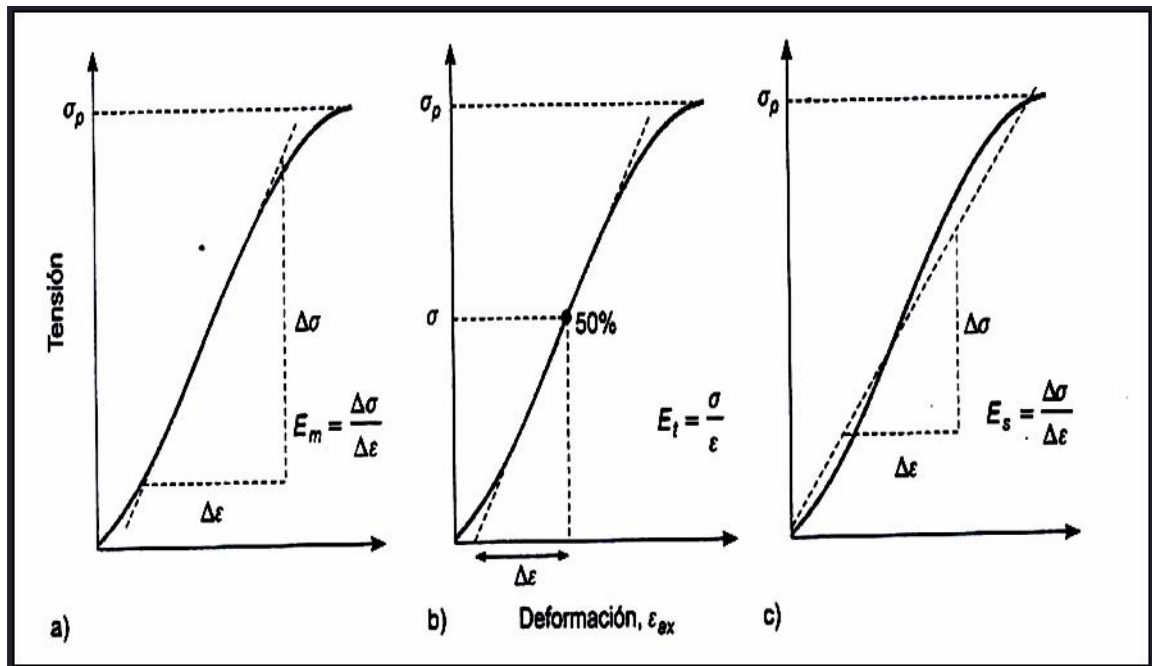
$E_s$  = Módulo de elasticidad estático del suelo.

$\varepsilon$  = Deformación unitaria del suelo.

El módulo de elasticidad puede ser determinado a partir de las gráficas esfuerzo-deformación obtenidas en pruebas realizadas en laboratorio, como se verá en las siguientes graficas, no puede expresarse un valor numérico único  $E_s$  para comparar las propiedades que tiene un mismo suelo o bien distintos tipos de suelos, esto debido, a que la pendiente de la línea que define al  $E_s$ , varia a lo largo de la curva. Existen algunas maneras usuales para determinar el módulo de elasticidad estático  $E_s$ :

- a) Basado en el Módulo Medio  $E_m$ , que se define como la pendiente de la porción recta de la curva (gráfico 2.18a).
- b) A partir del Módulo Tangente  $E_t$ , el cual se define como la pendiente de la línea tangente a la curva esfuerzo-deformación en un punto determinado de la misma, generalmente se toma como el 50% de la resistencia pico (gráfico 2.18b).
- c) Por el Módulo Secante  $E_s$ , que se define como la pendiente de una línea recta que une el origen de la curva con la resistencia de pico (gráfico 2.18c).

Cabe mencionar que el suelo presenta características lineales de esfuerzo-deformación a valores extremadamente bajos de deformación (del orden de magnitud abajo de  $10^{-4}$ ).



**Gráfico 2.18 Determinación de los módulos de elasticidad a partir de las gráficas de esfuerzo-deformación a) Módulo de elasticidad medio E<sub>m</sub>, b) Módulo de elasticidad tangente E<sub>t</sub> y c) Módulo de elasticidad secante E<sub>s</sub>. [González de Vallejo, 2002].**

Debido a esto, las curvas de esfuerzo-deformación en ensayos como el triaxial convencional, no presentan región lineal a causa de que la mayoría de la deformación principal del suelo es provocada por cambios en su estado, originado por el movimiento relativo de las partículas y sólo una pequeña parte de la deformación del suelo, se debe a distorsión de partículas y es elásticamente recuperable. Como se observa en el gráfico 2.19, la deformación total  $\delta_t$  en un ciclo viene definido por la suma de las deformaciones elásticas y plásticas,  $\delta_e$  y  $\delta_p$  respectivamente.

$$\delta_t = \delta'_p + \delta_e \quad [p.415]^6 \quad \text{Ec.2.103}$$

Es así, que cualquier esfuerzo provoca deformación permanente  $\delta'_p$  y muy poca deformación elástica o recuperable  $\delta_e$ .

El valor de  $E_s$  y la relación de Poisson  $\nu$  (que posteriormente se tratará en el siguiente apartado) pueden obtenerse también a partir de la velocidad de las ondas elásticas  $V_p$  y  $V_s$ , medidas en el ensayo de “velocidad sónica”, en laboratorio.

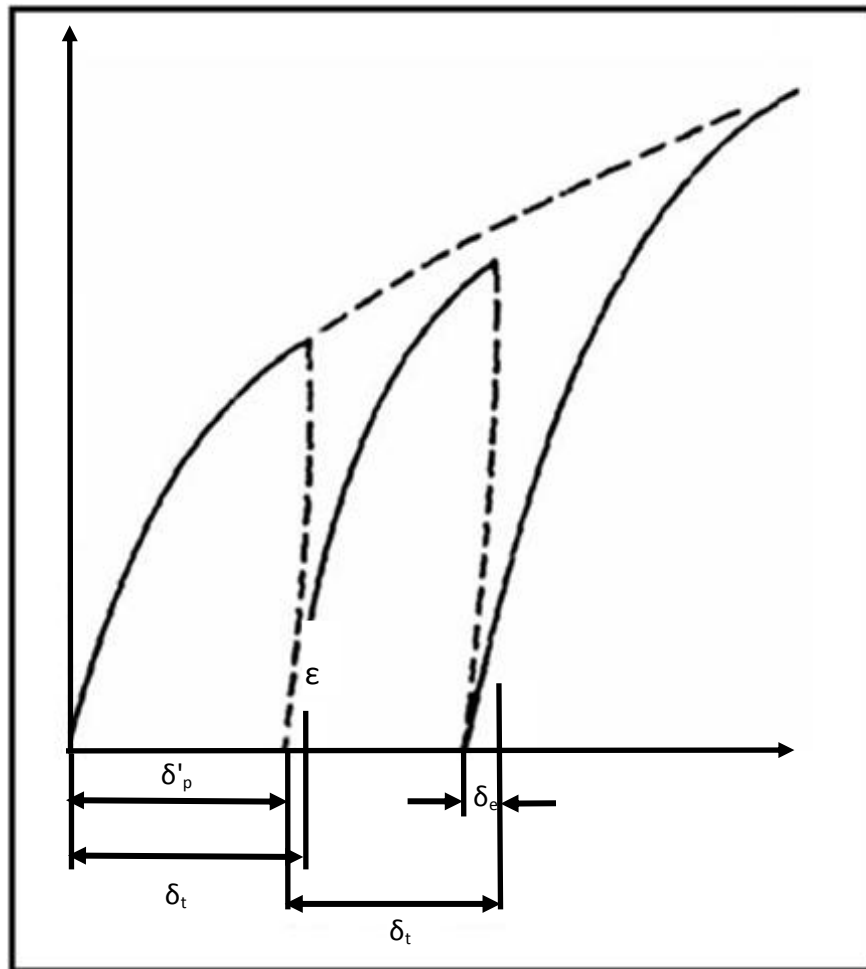


Gráfico 2.19 Esfuerzo-deformación en un ensayo cíclico para un suelo. [Bowles, 1996].

En este caso los valores del módulo son “dinámicos” por lo que se les denomina módulo de elasticidad dinámico  $E_d$  y relación de poisson dinámica  $\nu_d$  respectivamente.

El módulo de elasticidad dinámico siempre es mayor que el módulo de elasticidad estático obtenido en ensayos como el de compresión uniaxial, es decir  $E_d > E_s$ . Esto se debe, a que la rápida aplicación de los esfuerzos de baja magnitud hace que el suelo tenga un comportamiento puramente elástico.

Los módulos elásticos dinámicos  $E_d$  del suelo, se calculan de la siguiente manera:

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{1-2\nu_d}{1-\nu_d} \frac{1+\nu_d}{2} \quad [\text{p.175}]^{22} \quad \text{Ec.2.104}$$

También:

$$E_d = 2\rho V_s^2 (1 + \nu_d) \quad [\text{p.175}]^{22} \quad \text{Ec.2.105}$$

Siendo:

$$\nu_d = \frac{V_p/V_s^2 - 2}{2[V_p/V_s^2 - 1]} \quad [\text{p.175}]^{22} \quad \text{Ec.2.106}$$

Donde:

$\nu_d$  = Relación de Poisson dinámica, adimensional.

$\rho$  = Densidad del material, Kg/m<sup>3</sup>.

$V_p$  y  $V_s$  = Velocidades de ondas longitudinales y de corte, m/s.

### **Correlaciones para la Determinación del Módulo de Elasticidad Estático ( $E_s$ ).**

Para diseños preliminares suele ser conveniente estimar el valor del módulo de elasticidad estático ( $E_s$ ) al menos por medio de correlaciones.

- ✓ En 1970, Schmertmann propuso que el módulo de elasticidad de la arena podía estimarse en función del Ensayo de Penetración Normal (SPT) así:

$$E_s \text{ (kN/m}^2\text{)} = 766 * N \quad [\text{Ec.4.36, p. 250}]^{12} \quad \text{Ec.2.107}$$

Siendo N la resistencia a penetración estándar (SPT).

En unidades inglesas:

$$E_s \text{ (U.S ton/pie}^2\text{)} = 8N \quad [\text{Ec.4.37, p. 250}]^9 \quad \text{Ec.2.108}$$

- ✓ En su libro de “Propiedades Geofísicas de los suelos”, Joseph Bowles define una relación para las arenas a partir del ensayo SPT:

$$E_s = 3000 \text{ a } 50000 \log N \quad [p.420]^{22} \quad \text{Ec.2.109}$$

✓ Para arcillas normalmente consolidadas :

$$E_s = 250C_u \text{ a } 500C_u \quad [\text{Ec.4.41, p.251}]^9 \quad \text{Ec.2.110}$$

Y para arcillas preconsolidadas:

$$E_s = 750C_u \text{ a } 1000C_u \quad [\text{Ec. 4.42, p. 251}]^9 \quad \text{Ec.2.111}$$

Donde  $C_u$  es la cohesión no drenada, es decir, la resistencia al corte sin drenaje obtenida en un ensayo triaxial y definida como la diferencia entre dos esfuerzos: el esfuerzo principal mayor  $\sigma_1$  y el esfuerzo principal menor  $\sigma_3$ , al momento de la rotura del suelo así:

$$C_u = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad \text{Ec.2.112}$$

$C_u$  depende tanto del tipo de material así como del grado de confinamiento y del historial de esfuerzos que posea el suelo, de esta manera, un suelo con un elevado índice de poros exhibe valores de  $C_u$  menores que un suelo con bajo índice de poros, pues este último es más compacto y está más confinado, lo que implica mayor resistencia.

El módulo de elasticidad puede además ser relacionado con el “módulo edométrico” que es obtenido a partir del ensayo monoaxial edométrico, en el cual una probeta de suelo saturado es colocada en el edómetro (aparato) y se somete a incrementos de esfuerzos totales, mediante un proceso escalonado de carga y otro de descarga. Para cada escalón se mide en función del tiempo, el desplazamiento sufrido por la probeta debido al proceso de consolidación. Dicho ensayo está especialmente indicado para estudiar asentamientos de suelos arcillosos blandos saturados, en el que se pretende representar situaciones donde el cambio de volumen es importante y no existe rotación de los ejes principales. Ver figura 2.45:

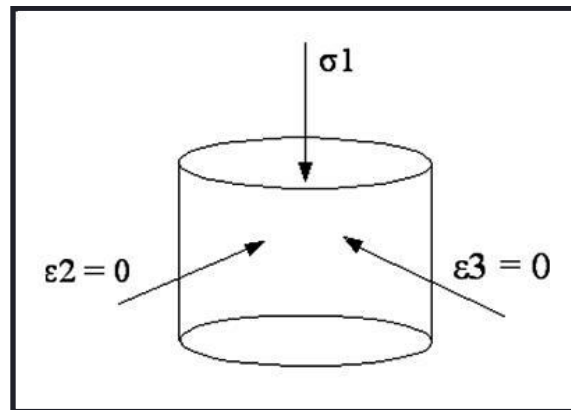


Figura 2.45 Principio del ensayo monoaxial edométrico.

Es así que se define al “Modulo Edometrico” ( $E_m$ ) como la relación entre el incremento de carga vertical efectiva y la deformación alcanzada en cada escalón de carga.

Las constantes elásticas,  $E$  y  $\nu$ , que producen la misma deformación que un modelo edométrico, guardan con el módulo edométrico  $E_m$ , la siguiente relación:

$$E = E_m \frac{1+\nu (1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{Ec.2.113}$$

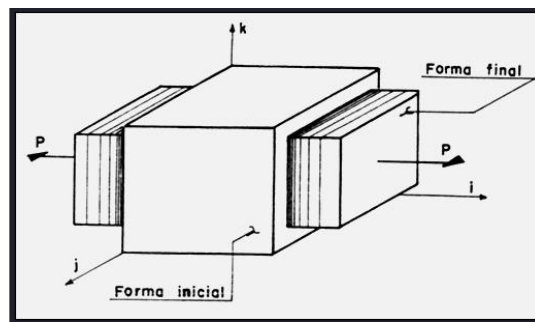
Donde el módulo edométrico  $E_m$  viene definido por la variación del valor absoluto de la presión efectiva  $\Delta p$ , la variación del valor absoluto de la presión de poros  $\Delta e$ , y el índice de poros original del terreno  $e_o$ , así:

$$E_m = \frac{\Delta p}{\Delta e} (1 + e_o) \quad \text{Ec.2.114}$$

El suelo es predominantemente anisotrópico, debido a su formación por sedimentación, esto produce una situación en donde el módulo de elasticidad horizontal  $E_h$  no es igual al módulo de elasticidad vertical  $E_v$ , una última consideración entonces en laboratorio, es que se debe considerar la posibilidad de anisotropía y orientar las muestras del suelo para obtener el  $E_s$  correcto.

#### 2.4.6 MÓDULO DE POISSON DEL SUELO ( $\nu$ ).

El módulo de elasticidad no es suficiente parámetro para determinar la relación esfuerzo-deformación de un suelo en todas las direcciones. Como puede observarse en la figura 2.46 al aplicarse al cuerpo una carga de tensión en la dirección  $i$ , a pesar que la deformación unitaria causada en dicha dirección obedece la Ley de Hooke, el cuerpo no sólo se extiende en la dirección de la tensión, sino que se contrae en los otros dos ejes  $j$  y  $k$ , sufriendo deformaciones respectivas  $\epsilon_j$  y  $\epsilon_k$ .



**Figura 2.46 Efecto de la aplicación de carga en una dirección del elemento sobre las demás direcciones [Avendaño, 2005].**

Este comportamiento fue definido por el científico Francés Simeón Denis Poisson quien observo que cuando un cuerpo se acortaba por efecto de una compresión, éste se alargaba en la dirección perpendicular a la compresión, de igual manera, si el cuerpo se alargaba por efecto de tracción, éste disminuía su ancho en la dirección perpendicular a la tensión.

La relación de Poisson es una propiedad de los materiales elásticos y es definida como: “La relación entre la deformación unitaria en una dirección no esforzada ( $\varepsilon_j$  ó  $\varepsilon_k$ ) y la deformación unitaria en la dirección esforzada ( $\varepsilon_i$ )”.

Por tanto, el módulo de Poisson puede expresarse como:

$$\nu = \frac{\varepsilon_j}{\varepsilon_i} = \frac{\varepsilon_k}{\varepsilon_i} \quad [\text{Ec. 2.11, p. 19}]^3 \quad \text{Ec.2.115}$$

Donde:

$\nu$  = Relación de Poisson.

$\varepsilon_i$  = Deformación unitaria en la dirección i. (dirección esforzada).

$\varepsilon_j$  = Deformación unitaria en la dirección j.

$\varepsilon_k$  = Deformación unitaria en la dirección k.

En Mecánica de Materiales, los efectos de la relación de Poisson son comúnmente ignorados al estudiar elementos como concreto, acero, madera y otros materiales ingenieriles, pero en Mecánica de Suelos, los efectos que la relación de Poisson crea, son de suma importancia como para poder ignorarlos.

Cuando un elemento de suelo es comprimido por efecto de un incremento de esfuerzo  $\Delta\sigma_j$  (en la dirección  $j$ ), tiende a expandirse lateralmente produciendo deformaciones en los otros sentidos  $\varepsilon_i$  y  $\varepsilon_k$ , esta expansión es resistida por el suelo que rodea el elemento y se desarrollan esfuerzos, que tienden a restablecer la forma del elemento de suelo, esto puede verse en obras ingenieriles donde las estructuras de suelos sometidas a cargas de compresión, están siempre rodeadas o confinadas por otro suelo, por una pared u otros elementos estructurales.

La Relación de Poisson puede ser determinada a partir de las graficas esfuerzo-deformación como en el grafico 2.20, donde es calculado para la porción recta de la curva, donde el esfuerzo tiene un valor  $\sigma_p / 2$ . Para el caso mostrado  $\nu = 0.40$  y se obtiene de la relación entre las deformaciones radial y axial,  $\varepsilon_r$  y  $\varepsilon_{ax}$  respetivamente, es decir:

$$\nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ax}} = 0.4 \quad [p. 167]^{22} \quad \text{Ec.2.116}$$

Por otro lado, la aplicación de esfuerzos principales  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  en las respectivas direcciones x, y, z, trae consigo un cambio de volumen que sobre un material elástico viene definido así:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\nu}{E} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{Ec.2.117}$$

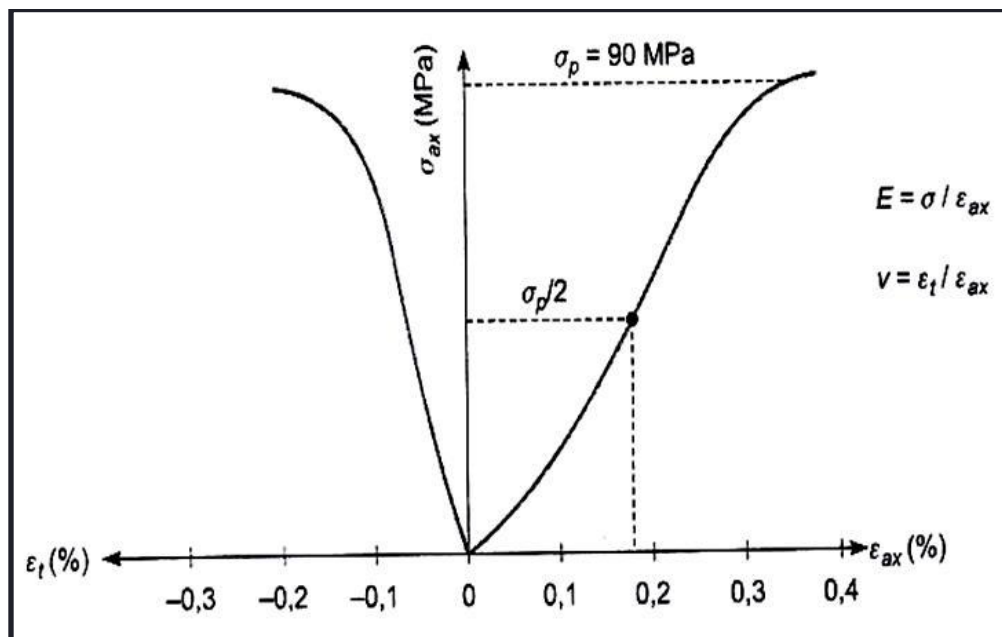


Gráfico 2.20 Determinación del Coeficiente de Poisson a partir de las gráficas de esfuerzo-deformación. [Vallejo, 2002].

La ecuación 2.117 indica que para un  $\nu = 0.5$  el cambio de volumen es igual a cero y el material se dice que es incompresible, este es el caso que se presenta en suelos saturados “sin drenaje” donde el agua se supone que es incompresible y que no puede moverse y por lo tanto el suelo no puede cambiar de volumen.

En las tablas 2.10 y 2.11 se presentan algunos valores típicos para la relación de poisson y el módulo de elasticidad de diferentes tipos de rocas y suelos, dentro de los cuales pueden obtenerse valores para suelos predominantes de El Salvador como es el caso de la arena limosa. Se puede observar para el caso de la relación de poisson ( $\nu$ ), que no existen valores  $\nu < 0$  ni



tampoco valores  $\nu > 0.5$ , debido a que esto indicaría un comportamiento plástico en un material elástico. En condiciones drenadas el valor típico de la relación de poisson es 0.3 y en condiciones no drenadas toma el valor de 0.5.

**Tabla 2.10 Valores representativos de la relación de Poisson ( $\nu$ ) y Módulos de Elasticidad Estáticos  $E_s$  y Dinámicos  $E_d$  en diferentes tipos de roca.**

<b>Constantes elásticas de Rocas</b>			
<b>TIPO DE ROCA</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b><math>E_s</math> (Kg/cm<sup>2</sup>) X 10<sup>5</sup></b>	<b><math>E_d</math> (Kg/cm<sup>2</sup>) X 10<sup>5</sup></b>
<b>Andesita</b>	0.23 a 0.32	3.0-4.0	4.6-10.5
<b>Anfibolita</b>		1.3-9.2	4.6-10.5
<b>Arenisca</b>	0.1 a 0.4	0.3-6.1	0.5-5.6
<b>Basalto</b>	0.19 a 0.38	3.2-10	4.1-8.7
<b>Caliza</b>	0.12 a 0.33	1.5-9.0	0.8-9.9
<b>Diabasa</b>	0.28	6.9-9.6	6.0-9.8
<b>Diorita</b>		0.2-1.7	2.5-4.4
<b>Dolomia</b>	0.29 a 0.34	1.4-5.1	2.2-8.6
<b>Gabro</b>	0.12 a 0.20	1-6.5	
<b>Gneiss</b>	0.08 a 0.40	1.7-8.1	2.5-10.5
<b>Esquisto</b>	0.01 a 0.31	0.6-3.9	
<b>Granito</b>	0.1 a 0.4	1.7-7.7	1.0-8.4
<b>Limonita</b>	0.25	5.3-7.5	0.7-6.5
<b>Lutita</b>	0.25 a 0.29	0.25 a 0.29	1.0-7.0
<b>Mármol</b>	0.1 a 0.4	2.8-7.2	

Fuente: González de Vallejo, 2002.

**Tabla 2.11 Valores representativos de la relación de Poisson ( $\nu$ ) y Módulo de Elasticidad (E) para distintos tipos de suelos.**

<b>Constantes elásticas de Suelos</b>		
<b>TIPO DE SUELO</b>	<b><math>\nu</math></b>	<b>E (Lb/pulg<sup>2</sup>)</b>
<b>Arena Suelta</b>	0.2 a 0.40	1500-3500
<b>Arena Medianamente densa</b>	0.25 a 0.40	2500-400
<b>Arena Densa</b>	0.30 a 0.45	5000-8000
<b>Arena Limosa*</b>	0.20 a 0.40	1500-2500
<b>Arena y Grava</b>	0.15 a 0.35	10000-25000
<b>Arcilla Suave</b>		600-3000
<b>Arcilla Media</b>	0.20 a 0.50	3000-6000
<b>Arcilla Firme</b>		6000-14000

\* Suelo predominante en El Salvador.

Fuente: Braja M. Das, 2001.

#### **2.4.7 PARÁMETROS QUE INFLUYEN EN EL VALOR DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD ( $E_s$ ) Y LA RELACIÓN DE POISSON ( $\nu$ ).**

Entre los factores que influyen en el cambio de la pendiente de la curva esfuerzo-deformación y que afectan al módulo de Elasticidad y a la relación de Poisson (que se verá en el siguiente apartado), se encuentran:

##### **- La presión de celda o presión de confinamiento.**

El incremento en la presión de confinamiento se traduce en un aumento del esfuerzo pico (aunque generalmente no es un incremento lineal) y en una mayor pendiente de la curva

esfuerzo-deformación, aumentando por tanto el valor de E (ver grafico 2.21). Cabe mencionar que a partir de un determinado valor de presión confinante, el comportamiento pasa de frágil a dúctil.

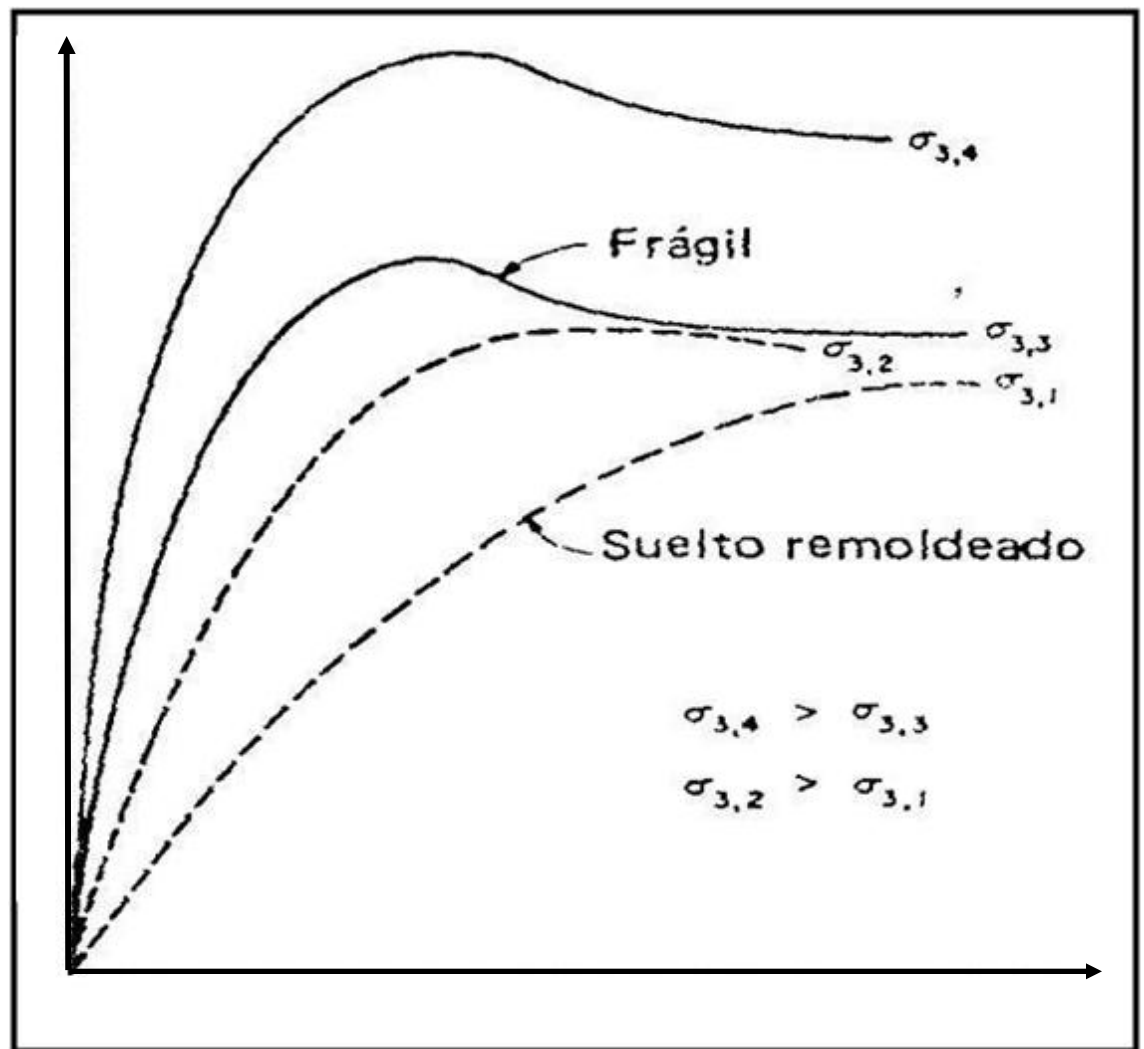


Gráfico 2.21 Influencia de la Presión de confinamiento sobre la Pendiente de la Curva Esfuerzo-Deformación de Suelos. [Bowles, 1996].

#### - Influencia del amasado en suelos cohesivos.

Para el caso de Arcillas, la influencia que el amasado produce sobre la relación esfuerzo-deformación tiene una incidencia notable (independiente de la naturaleza física de las causas del

fenómeno). Si se ensaya una muestra inalterada y luego se amasa con un contenido de humedad constante y se vuelve a ensayar, los valores de carga última  $q_u$ , módulo tangente inicial  $E_i$ , y módulo secante  $E_s$ , son mucho menores para el material amasado que para el inalterado, aunque las características generales de las curvas esfuerzo-deformación en ambos casos se mantiene (Ver gráfico 2.22).

La disminución de los valores anteriores se debe a la sensibilidad y al ablandamiento de las arcillas al ser amasadas, perdiendo así el ordenamiento en que están dispuestas las moléculas de las capas absorbidas, esta pérdida de resistencia puede ser gradualmente recuperada al dejar en reposo la arcilla a humedad constante, aumentando entonces su rigidez y resistencia a una velocidad que disminuye con el tiempo, más no alcanzando los valores que se obtienen con la muestra inalterada.

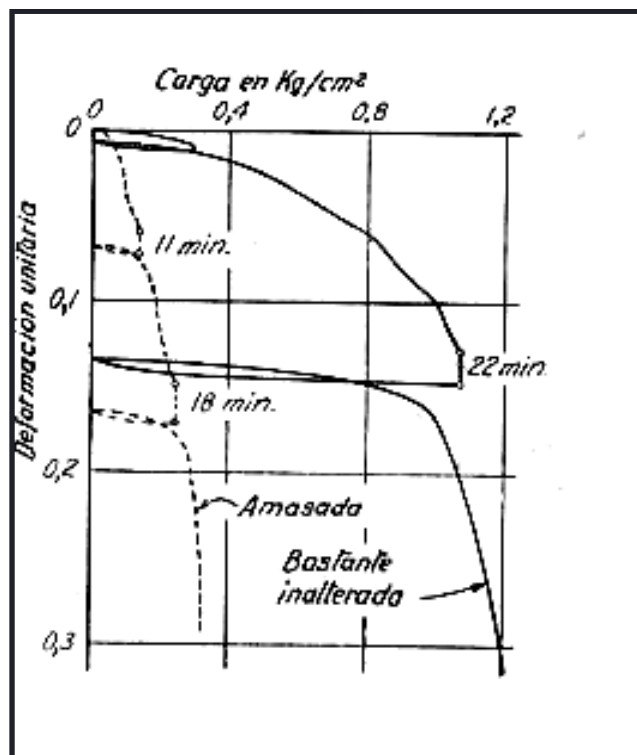


Gráfico 2.22 Influencia que ejerce el amasado sobre la relación esfuerzo-deformación en una arcilla. [Terzagui, 1958].

#### - Tamaño y forma de las muestras.

Se sabe que la distribución de esfuerzos varía de acuerdo a la geometría de la probeta. Los efectos que la relación de esbeltez  $L/D$  (longitud/diámetro) tiene sobre los resultados de las

curvas esfuerzo-deformación son mostradas en el gráfico 2.23. La causa de estas variaciones es debida principalmente a la fricción entre la probeta y la placa de aplicación de carga. En ensayos como por ejemplo, el de compresión simple, la resistencia disminuye al aumentar el volumen de la probeta. El paralelismo de las bases de la probeta asegura la disminución del efecto de concavidad que suele aparecer al inicio del tramo elástico de la curva esfuerzo-deformación.

Otros factores adicionales que pueden afectar el módulo de elasticidad son el peso unitario del suelo, la historia geológica, la forma de los granos, la distribución de la muestra, el tipo de ensayo a realizar (es decir si es consolidado drenado CD, consolidado no drenado CU, no consolidado no drenado UU).

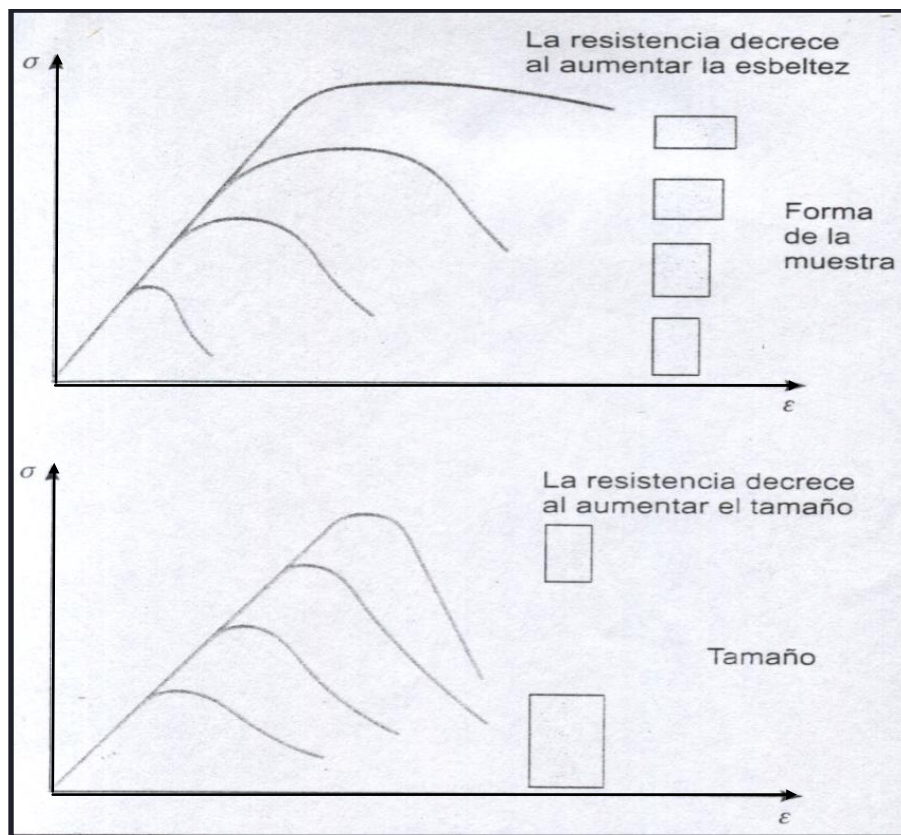


Gráfico 2.23 Variación de la resistencia a compresión simple en función de la forma y tamaño de la probeta [Gonzales de Vallejo, 2002].

#### Importancia del Módulo de Elasticidad dinámico $E_s$ y de la Relación de Poisson $\nu$ .

- ✓ Las relaciones esfuerzo-deformación en los suelos, son indispensables para determinar asentamientos de las fundaciones que descansan sobre los mismos, así como además

cambios en los empujes laterales debidos a pequeños movimientos en muros de retención u otras estructuras resistentes.

- ✓ Estas relaciones esfuerzo-deformación que detallan el comportamiento del suelo pueden ser fácilmente comprendidas cuando se comparan con las correspondientes a sólidos ideales perfectamente elásticos. Es aquí donde el módulo de elasticidad y la relación de Poisson, toman importancia debido a que ellos definen completamente la relación Esfuerzo-deformación de los materiales elásticos.
- ✓ La aplicación de cargas locales en un sitio determinado, causa desplazamientos de la masa del suelo en todas las direcciones, provocando que la relación esfuerzo-deformación que determina el desplazamiento, sea compleja, sumado a esto, se encuentra el tamaño del área cargada, la profundidad de la fundación, así como otros factores. Dichas influencias son gobernadas en gran parte, por las relaciones generales que existen entre esfuerzo-deformación en los suelos.

**CAPITULO III: ENSAYOS PARA  
DETERMINAR LAS PROPIEDADES  
DINAMICAS DEL SUELO.**

### 3.1 INTRODUCCIÓN.

A la fecha se han desarrollado varias técnicas para medir las propiedades dinámicas de los suelos teniendo en cuenta el rango de deformaciones características de cada aplicación. Las principales propiedades dinámicas de los suelos que se requieren en la práctica profesional son:

- Módulo dinámico equivalente de Young, (E).
- Módulo dinámico al esfuerzo cortante, (G).
- Razón de amortiguamiento, ( $\xi$ ).
- Parámetros de licuefacción.

Debe tenerse en cuenta que no existe un ensayo único que cubra todo el intervalo de deformaciones requerido en la solución de los problemas de la Dinámica de Suelos.

El ensayo de los suelos sometidos a carga dinámica puede realizarse mediante técnicas de laboratorio o mediante técnicas de campo; ambos enfoques se discutirán en este capítulo en lo concerniente a tópicos relacionados con: (1) clasificación de los ensayos de campo y laboratorio, (2) sus ventajas y desventajas, (3) normativa de las pruebas y (4) calidad en cuanto a su ejecución.

Finalmente en los apartados 3.7 y 3.8 se presenta y discute el procedimiento a seguir para la realización de cada una de las pruebas de laboratorio y de campo respectivamente, las cuales son:

Ensayos de laboratorio:

- ✓ Ensayo Triaxial Cíclico (ASTM D 3999-91).
- ✓ Ensayo Triaxial Cíclico con carga controlada (ASTM D 5311-92).
- ✓ Ensayo de la Columna Resonante (ASTM D 4015-92).
- ✓ Ensayo de Corte Simple Cíclico (ASTM “Geotechnical Testing Journal Vol. 16 No1” and “ An Evaluation of Direct Simple Shear Test on Clay, Geotechnique, Vol. 37 No 1).

Ensayos de campo:

- ✓ Ensayo de Pozo Cross-Hole (ASTM D 4428/D 4428-00).
- ✓ Ensayo de Refracción Sísmica (ASTM D 5777-95).



### **3.2 PRUEBAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE SUELO.**

Como se menciona en el capítulo dos, existen marcadas diferencias entre cargas estáticas y dinámicas del suelo, por ejemplo, las cargas estáticas no son dependientes del tiempo, mientras que las cargas dinámicas sí dependen del tiempo. De la misma manera, las pruebas dinámicas difieren de las estáticas en diversas características. En las pruebas estáticas, las cargas y las deformaciones se leen en celdas de carga y en medidores de dial, respectivamente, mientras que las presiones de poro se leen en mecanismos de presión de poros. En cambio, en pruebas dinámicas, los registros de todas estas cantidades deben ser necesariamente automáticos.

Los dispositivos de carga en pruebas estáticas como la triaxial, trabajan a velocidades de carga de aproximadamente 1,25 mm/min, y la muestra puede fallar de 10 a 15 min o más. Por el contrario, las pruebas dinámicas utilizan cargas que se pueden aplicar en fracciones de segundos, y por tanto el dispositivo de carga debe tener un diseño especial.

Una prueba estática por tanto, no necesariamente requiere de equipo sistematizado a diferencia de una prueba dinámica en las que, las mediciones como desplazamiento y velocidad, deben ser precisas y por tanto necesariamente realizadas con dispositivos especiales como lo son los transductores. De igual forma, equipos de registro digitalizados (computadores, osciloscopios) y mecanismos de control de presión automatizados como servo controladores, deben ser utilizados cuando se realizan pruebas bajo cargas dinámicas para obtener resultados precisos y de confiabilidad.

### **3.3 PRUEBAS DINÁMICAS DE CAMPO Y DE LABORATORIO.**

#### **• Pruebas dinámicas de laboratorio.**

La capacidad de las pruebas de laboratorio para obtener medidas precisas de propiedades dinámicas del suelo, depende de la habilidad para replicar las condiciones iniciales que se tienen en campo, pues como es sabido, las pruebas de laboratorio se realizan en especímenes pequeños en comparación a la masa de suelo estudiada.

Las pruebas de laboratorio pueden realizarse ya sea sobre especímenes inalterados o bien sobre remoldeados (compactados). Cuando el suelo tiene consistencia natural y puede ser muestreado por procedimientos convencionales que no alteran sus condiciones naturales, se utilizan muestras inalteradas, pero si por el contrario, no existe consistencia natural en el suelo, como el caso de suelos granulares, el problema de la determinación de las propiedades dinámicas se dificulta, debido a que deben utilizarse especímenes remoldeados que si bien reproducen condiciones de

esfuerzo, y relación de vacíos, no reproducen otros efectos de factores que influyen en dichas propiedades dinámicas.

Investigaciones realizadas por Horn (1979) indican que aunque las muestras sean tomadas cuidadosamente, los resultados obtenidos para ambos especímenes siempre diferirán, aun cuando las densidades y esfuerzos aplicados sean los mismos. El gráfico 3.1 muestra un estudio comparativo llevado a cabo por dicho investigador en el que se observa que para pocos ciclos y bajo nivel de deformación, la resistencia cíclica de especímenes inalterados es mayor a la obtenida en especímenes remoldeados. De manera contraria, dicho comportamiento se invierte cuando se alcanza el treceavo ciclo y una deformación tangencial de  $\pm 4\%$ .

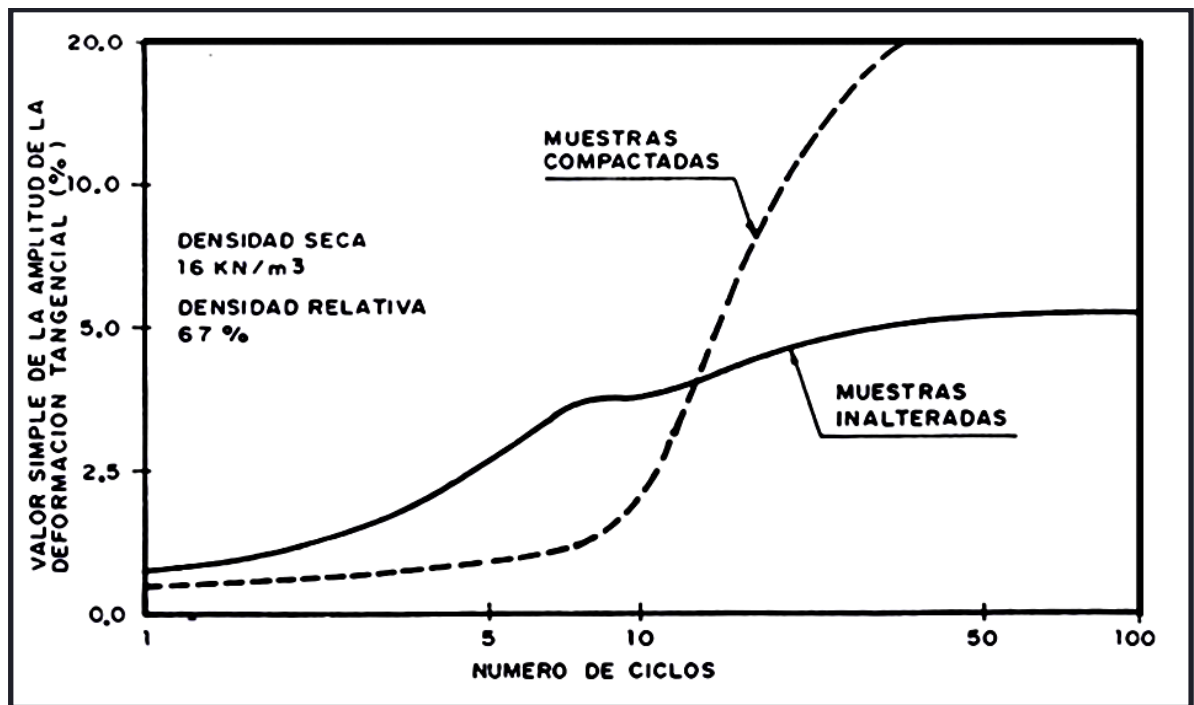


Gráfico 3.1 Estudio comparativo de la resistencia dinámica de las arenas [Horn, 1979].

#### • Pruebas dinámicas de Campo.

A diferencia de las pruebas dinámicas de laboratorio, las pruebas dinámicas de campo se realizan en el propio sitio de estudio y por tanto no se necesita recuperar especímenes para rehacer condiciones del suelo tales como estado de esfuerzos ( $\sigma$ ), relación de vacíos ( $e$ ), contenido de humedad ( $w$ ), etc.

Esta es una ventaja, debido a que como se menciona en el apartado anterior, siempre existe una dificultad en rehacer las condiciones iniciales del suelo, en especial cuando se trata de suelos desmoronables como el caso de suelos granulares, donde los especímenes deben ser necesariamente remoldeados.

La determinación de las propiedades dinámicas del suelo a través de las pruebas dinámicas de campo, se fundamenta en la obtención de la velocidad de propagación de ondas S más que en la obtención de ondas P, debido a que la velocidad de estas últimas, se encuentra influenciada por la presencia de agua en el terreno. Sin embargo el efecto que tiene el grado de saturación de un suelo sobre la velocidad de las ondas P, toma importancia al momento de definir el potencial de licuefacción de un suelo arenoso.

En las pruebas dinámicas de campo existen ciertas desventajas en relación a las pruebas dinámicas de laboratorio. Las condiciones de frontera no pueden ser controladas debido a que se trata de una gran masa de suelo y por la misma razón, no existe modo de medir las presiones de poro. Además, las velocidades de propagación de ondas sísmicas obtenidas por las diferentes técnicas de campo solo pueden ser obtenidas para niveles bajos de deformación para un orden de  $10^{-4}$  %, por lo que para estimar las propiedades dinámicas del suelo a un nivel sísmico real, se necesita extrapolar dichos valores de campo, con los obtenidos por pruebas dinámicas en laboratorio .

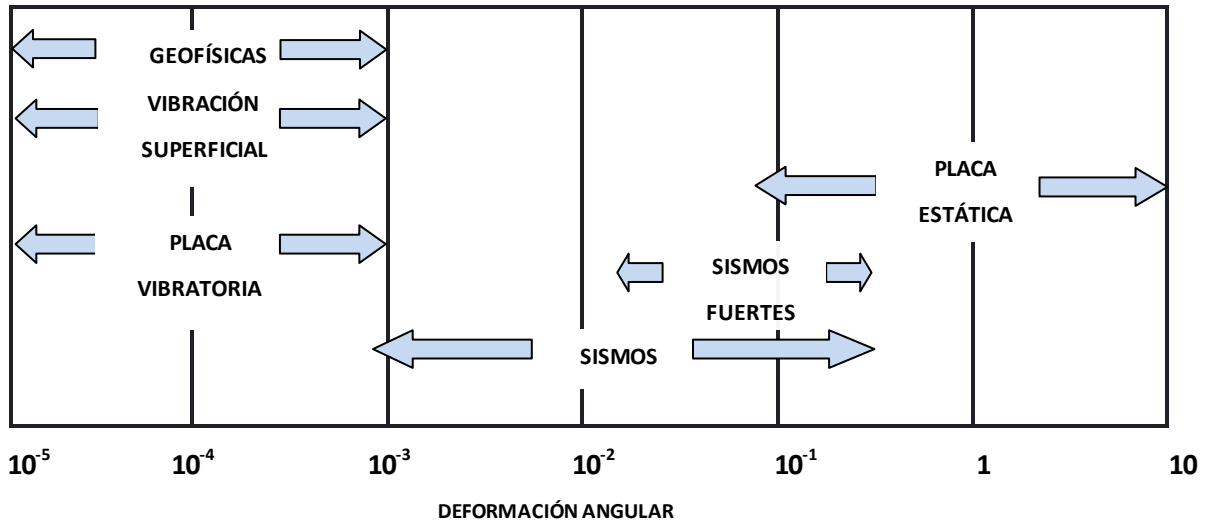
#### • Pruebas de alta y baja deformación.

Se denominan pruebas de baja deformación aquellas en las que la deformación angular provocada en el suelo, es menor de 0.001 %, y en las cuales los cambios de volumen en la muestra se consideran despreciables.

Las pruebas de alta deformación en cambio, abarcan rangos de deformación angular mayores de 0.01 %, y en ellas, las características de cambios de volumen toman trascendencia. El nivel de deformación angular que abarcan algunas de las pruebas dinámicas más comúnmente utilizadas es mostrado en la figura 3.1.

El estudio de las propiedades dinámicas del suelo tanto a altas como a bajas deformaciones es de mucha importancia. A bajas deformaciones, (como las producidas por los fenómenos de propagación de ondas), las propiedades dinámicas como la rigidez (G) y el amortiguamiento ( $\xi$ ) toman mayor interés, debido, a que sufren una variación considerable dentro de sus rangos, a diferencia de otras propiedades dinámicas.

### a) Pruebas de Campo



### b) Pruebas de Laboratorio

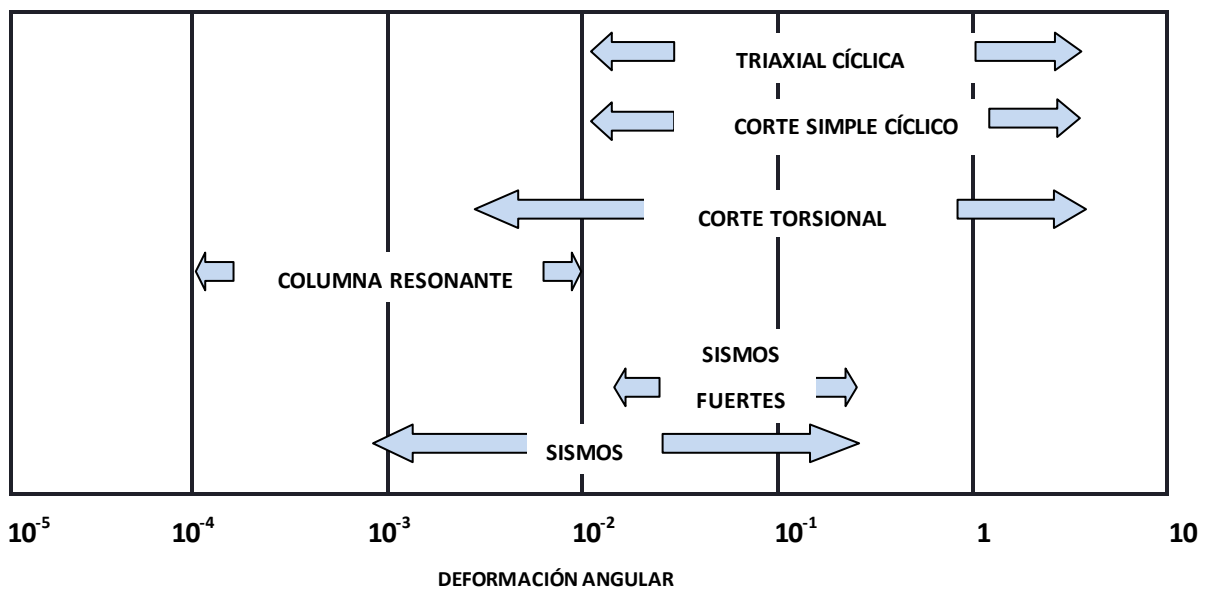


Figura 3.1 Rango de deformación angular de pruebas dinámicas de campo y laboratorio [modificado de CENAPRED 1999].

Por otra parte el estudio a altas deformaciones, toma en cuenta la naturaleza del suelo como un material no lineal. Este nivel de deformaciones provoca que las propiedades dinámicas del suelo se vean influenciadas por factores tales como, amplitud y número de ciclos, entre otros.

A continuación se mencionan las pruebas más comunes en campo y laboratorio según el nivel de deformación.

**a) Pruebas de baja deformación en Laboratorio.**

**• Prueba del Pulso Ultrasónico.**

El método consiste en colocar una muestra de suelo entre dos platos metálicos, uno de ellos conteniendo un emisor de pulsos ultrasónicos, mientras el otro, contiene un receptor. El transmisor genera pulsos eléctricos de alta frecuencia que le permiten cambiar de dimensión (efecto piezoeléctrico) haciendo que se originen ondas de corte que se transmiten a través de la muestra hacia el receptor.

Al medir el tiempo entre la transmisión y la recepción de ondas se determina la velocidad de ondas P y S, y valores ultrasónicos para las constantes elásticas de especímenes de suelo en estado inalterado, isotrópico y homogéneo.

Si bien las velocidades de ondas P y S obtenidas por este método, no son iguales a las velocidades sísmicas, ofrecen una buena aproximación de éstas.

El método de pulso ultrasónico además, es utilizado para evaluar los efectos que generan los esfuerzos uniaxiales y la saturación de agua, sobre la velocidad de pulso, para que posteriormente dichas características sean consideradas en el diseño de ingeniería.

**• Columna Resonante.**

El método de la columna resonante determina las propiedades del módulo de cortante ( $G$ ), amortiguamiento ( $\xi$ ), y el módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ), de especímenes sólidos cilíndricos ya sea inalterados o remoldeados. El valor de dichos parámetros, dependerá de la amplitud de esfuerzo ( $\sigma$ ), de la vibración aplicada, esfuerzos efectivos ( $\sigma_{\text{efectivo}}$ ), relación de vacíos ( $e$ ), temperatura ( $T$ ) y tiempo ( $t$ ).

En esta prueba la muestra cilíndrica se mantiene empotrada en uno de sus extremos (pasivo), mientras en el otro extremo (activo), se aplica una sollicitación torsional o longitudinal por medio de un esfuerzo que varía sinusoidalmente con el tiempo. La prueba consiste en conocer bajo las condiciones requeridas, la frecuencia de resonancia más baja para la cual se encuentra en fase la fuerza (o el momento) excitatriz. Esto significa que no está orientada a llevar al espécimen a la falla, sino más bien, a estudiar su comportamiento ante cargas cíclicas.

## b) Pruebas de alta deformación en laboratorio.

### • Prueba de corte simple cíclico.

En la prueba, una muestra cilíndrica de mayor radio que la altura, es sometida a un esfuerzo axial mientras es aplicada una carga horizontal cíclica (Figura 3.2). Es entonces que, las condiciones de corte simple teóricas que debe cumplir el elemento de suelo en el equipo de corte simple cíclico son:

- Estáticas: en donde se simula el estado de esfuerzos iniciales mediante el esfuerzo axial constante.
- Dinámicas: en donde se aplican condiciones de corte simple mediante un movimiento cíclico horizontal, induciendo así esfuerzos cortantes.

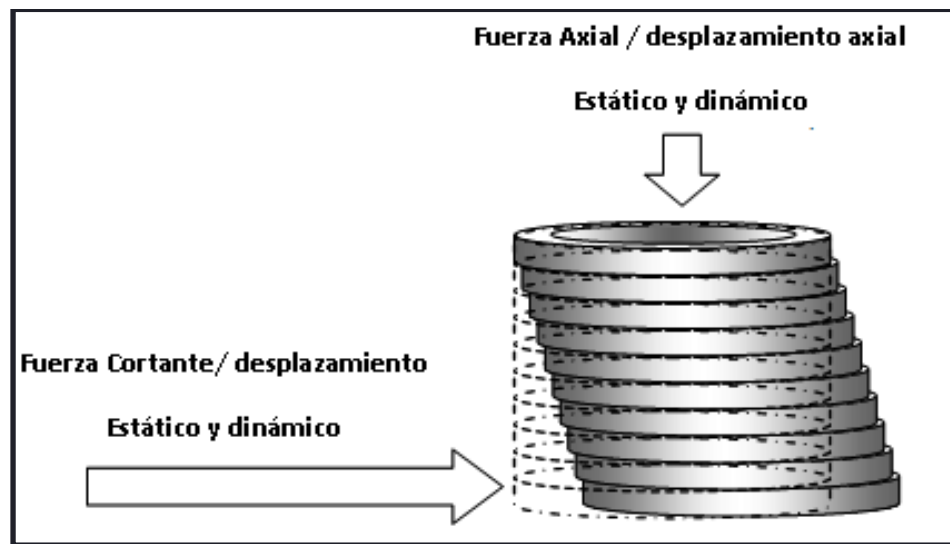


Figura 3.2 Vista simplificada de la sollicitud lateral de la muestra bajo condiciones de corte simple.

[[www.gdsinstrument.com](http://www.gdsinstrument.com)].

La muestra cilíndrica puede colocarse dentro de una membrana de goma, reforzada con espiral de aleación de cobre y níquel (frontera flexible), o bien dentro de una frontera sólida.

Utilizar una frontera sólida implica inducir un plano de falla horizontal en cualquier parte de la muestra, como es ilustrado en la figura 3.3, mientras que utilizar fronteras flexibles, permite que la falla se dé en una manera más natural en cualquier dirección dentro de la muestra.

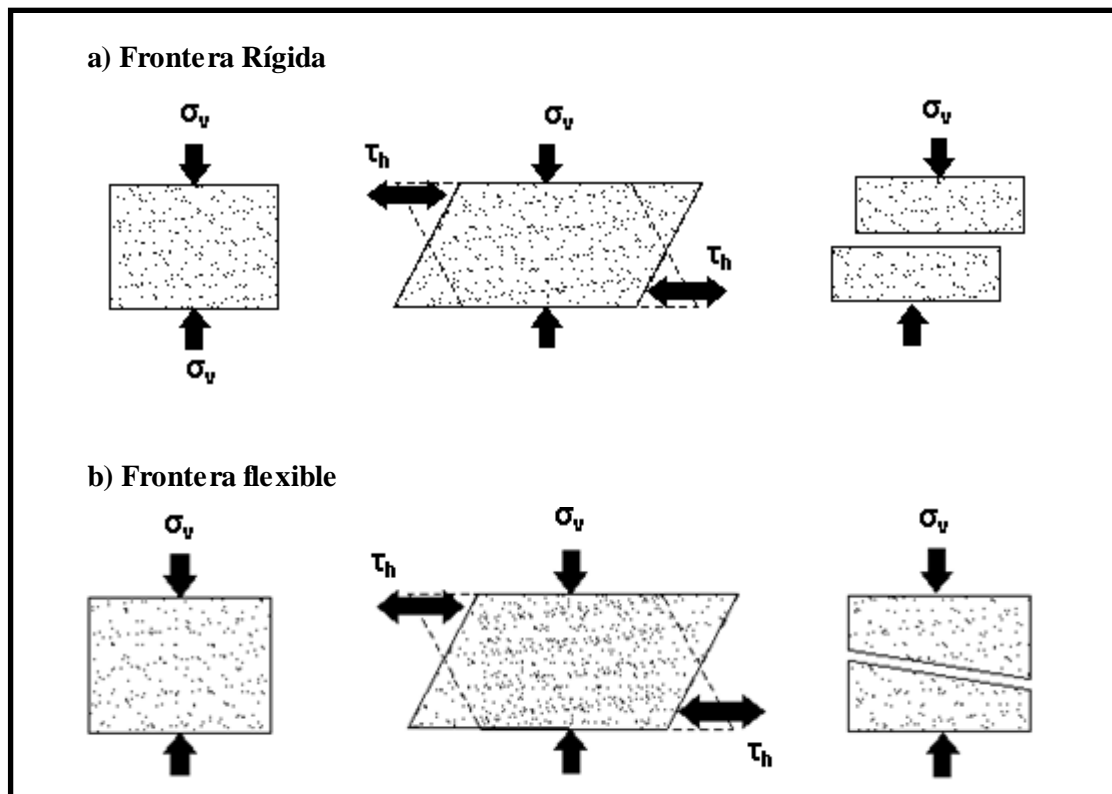


Figura 3.3 Estado de esfuerzos en el espécimen antes, durante y después de la falla. a) Frontera rígida, b) Frontera flexible. [Azahar, 2005].

Durante la consolidación inicial, los niveles de amplitud, frecuencia y carga axial son bajos para evitar el aumento repentino de las presiones de poro, y permitir así el drenaje de la muestra. En este punto, el esfuerzo principal mayor ( $\sigma_1$ ) es igual al esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) y el esfuerzo principal menor ( $\sigma_3$ ) es igual al esfuerzo horizontal ( $\sigma_h = K_o \cdot \sigma_v$ ), permitiendo que la prueba sea más representativa de las condiciones reales del terreno. Una vez hecho esto tanto la carga axial y la carga horizontal son gradualmente incrementadas hasta que ocurre la falla.

- **Triaxial Cíclico.**

Con este método se determinan las propiedades del módulo de Young o módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y el amortiguamiento ( $\xi$ ) del suelo, que pueden ser consideradas posteriormente para el uso en métodos analíticos dinámicos lineal o no lineal, o en interpretación de estructuras naturales o ingenieriles bajo cargas cíclicas dinámicas.

La prueba consiste en la aplicación de un esfuerzo desviador axial cíclico de magnitud constante (carga controlada) o de una deformación axial cíclica, (movimiento controlado) en un espécimen de suelo cilíndrico encerrado en una celda de presión triaxial. La deformación axial resultante y el esfuerzo axial son medidos y usados para calcular el amortiguamiento ( $\xi$ ) y el módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ). Un esquema de las diversas partes que componen la cámara triaxial cíclica es mostrado en la figura 3.4.

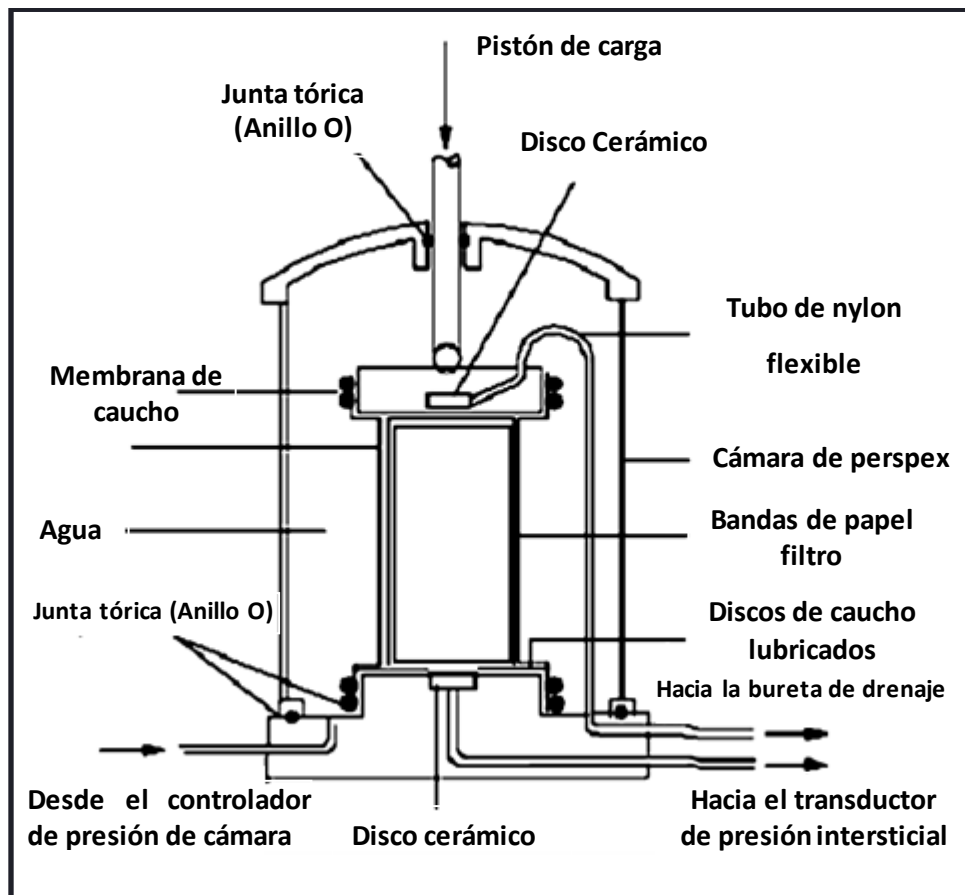


Figura 3.4 Esquema de los componentes de una cámara triaxial cíclica.

[<http://luisraygadarojas.blogspot.com/2008/08/ensayos-para-obtener-parmetros-dinmicos.html>].

### c) Pruebas de baja deformación en campo.

#### • Prueba de refracción sísmica.

Esta prueba geofísica, es utilizada para aplicaciones geotécnicas, geológicas e hidrológicas y sirve para determinar las profundidades de estratos, el nivel freático, la profundidad del nivel de



roca. La prueba consiste en colocar geófonos en la superficie del suelo en un arreglo preestablecido, se generan ondas P mediante una fuente, y la velocidad de llegada de la onda a cada geófono es registrada por el equipo de grabación para luego ser interpretada. El método de refracción sísmica se basa en las siguientes consideraciones:

- a) Según la naturaleza del terreno varía la transmisión “velocidad de propagación” de las ondas elásticas.
- b) Los contactos entre los estratos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, definen superficies de separación donde las ondas experimentan fenómenos de refracción. Esto permitirá determinar la profundidad a la que aparecen nuevas capas. Finalmente, la velocidad de onda sísmica obtenida por este método, es utilizada en correlaciones con propiedades dinámicas del suelo.

#### • Prueba Cross-hole.

La prueba Cross-hole determina la variación que experimenta el módulo de rigidez (G) con la profundidad en el interior de una perforación geotécnica, a través de la medición de la velocidad de propagación de ondas P o S en puntos colocados a la misma profundidad.

La prueba consiste en la generación de estallidos cortos de energía a diferentes profundidades de una perforación (fuente) y la medición del tiempo de llegada o arribo de las ondas inducidas a profundidades equivalentes en otros pozos geotécnicos cercanos (receptores), mediante geófonos.

El mínimo de sondeos para la realización del ensayo es de dos (figura 3.5a), uno de ellos es utilizado como sondeo fuente y el otro como sondeo receptor. Se recomienda utilizar más de dos sondeos (figura 3.5b) para minimizar los errores resultados de las medidas del tiempo de disparo, efectos del material superficial y de la anisotropía.

Los sondeos deben ser ademados con anticipación varios días antes de la prueba con el fin de lograr adherencia entre las paredes externas del ademe y el suelo. Este procedimiento de prueba es aplicado comúnmente a depósitos de suelos homogéneos.

La generación de energía usualmente se realiza con fuentes mecánicas como el golpe del martillo de 63.5 Kg de la prueba de penetración estándar (SPT), cada golpe produce una señal eléctrica que activa un osciloscopio, disparándose al mismo tiempo el registro de las trazas de los geófonos receptores colocados a la misma profundidad donde se genera la perturbación.

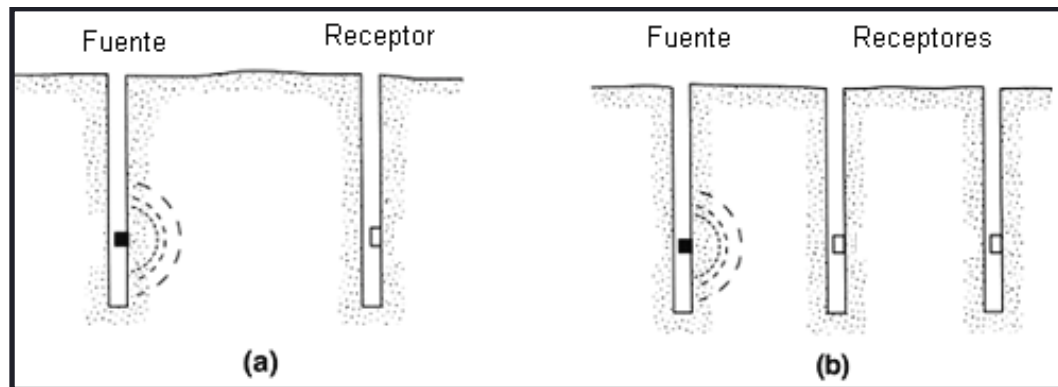


Figura 3.5 Representación de la prueba cross-hole con dos (a) y con tres (b) perforaciones.

[Stokoe, 1978].

#### d) Pruebas de alta deformación en campo.

##### • Prueba de penetración estándar (SPT).

Este es la más común dentro de las pruebas de campo y la preferida por muchas empresas geotecnistas. Con ella se determina la compacidad del terreno, permitiendo además que los resultados puedan ser correlacionados con diversos parámetros como el módulo de cortante ( $G$ ). El ensayo se realiza dentro de un sondeo, en donde una vez alcanzada la profundidad de estudio, se procede a hincar en el fondo, la cuchara partida SPT. La inca se realiza dejando caer libremente un martillo de 63.5 Kg desde una altura de 76 cm. sobre la cabeza del varillaje. Durante la inca se cuenta el número de golpes necesarios para avanzar tramos de 15 cm. deteniéndose cada vez que se alcanzan intervalos de 60 cm, es entonces que el número de golpes dados los últimos 30 cm. de este intervalo de 60cm. indican el índice  $N$  del SPT. La muestra alterada obtenida de la cuchara partida en cada intervalo sirve para obtener parámetros como tipo de suelo, contenido de humedad.

##### • Prueba del cono de penetración (CPT).

La prueba del cono de penetración consiste en la hincada de una varilla dentro del terreno a una velocidad lenta (1 cm/s a 3 cm/s) realizándose a intervalos discontinuos para obtener la medida de la resistencia a la penetración de la punta (ver figura 3.6), de manera individual o en conjunto. La interpretación de la prueba para determinar la resistencia al corte del terreno, requiere del conocimiento de los suelos penetrados, esto requiere usualmente de perforaciones y obtención de

muestras paralelas al lugar de la prueba. La resistencia al corte obtenida del terreno mediante estos ensayos es especialmente adecuada para el cálculo de la carga de hundimiento en cimentaciones profundas.

Los resultados obtenidos pueden correlacionarse frecuentemente con resultados de pruebas de laboratorios y otros tipos de pruebas en el terreno, cuya precisión dependerá del tipo de suelo manipulado.

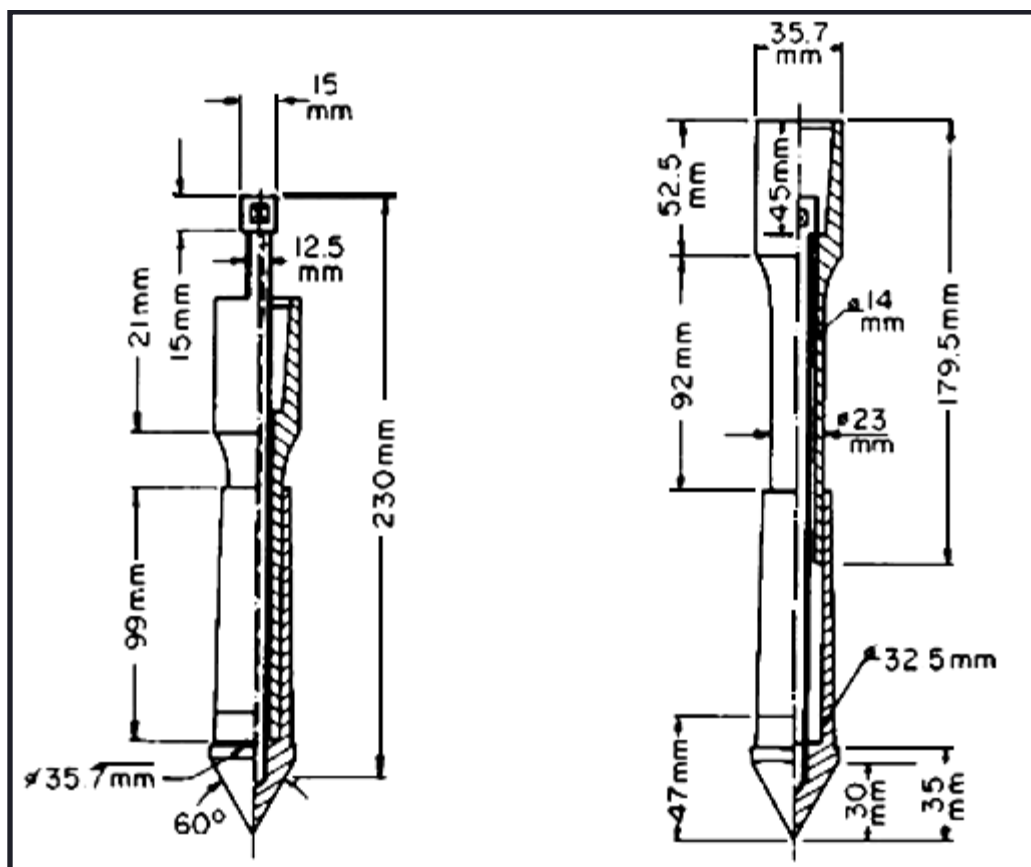


Figura 3.6 Dimensiones de puntas de conos de penetración. [Método de prueba ASTM D3441-98].

### 3.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS.

El ensaye de los suelos sometidos a carga dinámica puede realizarse mediante técnicas de laboratorio o mediante técnicas de campo, ambos enfoque tienen ventajas y desventajas, las cuales discutiremos a continuación, por medio de la tabla 3.1.

**Tabla 3.1 Principales ventajas y desventajas de las técnicas de campo y laboratorio que miden las propiedades dinámicas del suelo.**

Técnica de campo/laboratorio	Ventajas	Desventajas
<b>ENSAYOS DE CAMPO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se puede invertir la polaridad.</li> <li>- La superficie de muestreo debe ser una zona larga.</li> <li>- Sirve de base para estudios preliminares geológicos o geotécnicos.</li> <li>- Ensaye de un volumen mayor de suelo.</li> <li>- Alteración del suelo puede ser minimizada.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- No se puede medir la velocidad en zonas con depresiones.</li> <li>- Bajas amplitudes de deformación.</li> <li>- Las propiedades medidas son para una pequeña zona de estudio y cerca de sus límites.</li> <li>- Dificultad para controlar las condiciones de frontera.</li> <li>- Exige que aumente continuamente la rigidez de los estratos con la profundidad.</li> </ul>
<b>Refracción Sísmica</b>		
<b>Down- hole o Up hole</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se perfora un solo agujero.</li> <li>- Polaridad reversible.</li> <li>- Determina velocidades bajas.</li> <li>- Trabaja en espacios limitados.</li> <li>- Ensaye de un volumen mayor de suelo.</li> <li>- Alteración del suelo puede ser minimizada.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mide promedios de velocidades.</li> <li>- Se genera un ambiente ruidoso cerca de la superficie.</li> <li>- Bajas amplitudes de deformación.</li> <li>- Dificultad para controlar las condiciones de frontera.</li> </ul>
<b>SPT</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se trabaja en la superficie.</li> <li>- Prueba disponible para áreas extensas.</li> <li>- Cubre áreas más allá de la zona en estudio.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Incertidumbre acerca de la profundidad efectiva.</li> <li>- Necesita vibraciones largas.</li> <li>- Necesita de un procedimiento normalizado.</li> </ul>

<p style="text-align: center;"><b>Cross-hole</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se conoce la trayectoria de la onda.</li> <li>- Polaridad reversible.</li> <li>- Trabaja en espacios limitados.</li> <li>- Ensaye de un volumen mayor de suelo.</li> <li>- Alteración del suelo puede ser minimizada.</li> <li>- Obtención de perfiles de velocidades a profundidades de 30 a 60 m. mediante fuentes emisoras mecánicas y profundidades mayores de 60 m. utilizando fuentes emisoras explosivas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Necesita de dos o más agujeros.</li> <li>- Se necesita examinar la verticalidad de los agujeros.</li> <li>- Dificultad para controlar las condiciones de frontera.</li> <li>- Dificultad para determinar el tiempo de arribo de la primera onda cortante, sobre todo cuando se utilizan cargas explosivas para generar la perturbación.</li> </ul>
<p style="text-align: center;"><b>ENSAYOS DE LABORATORIO</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Prueba económica.</li> <li>- Relativa facilidad con la que las variables se pueden controlar.</li> <li>- Definición de condiciones de frontera.</li> <li>- Se obtienen valores del módulo para pequeñas deformaciones muy próximos a los verdaderos.</li> <li>- Debido a su relativa simplicidad y a la gran disponibilidad del equipamiento necesario, es todavía el procedimiento de ensayo más comúnmente usado.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Alteración de la muestra provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye.</li> <li>- Se presenta un cambio de 90° en la dirección del esfuerzo principal mayor durante las dos mitades del ciclo de carga sobre especímenes isotrópicamente consolidados.</li> <li>- Condiciones de aplicación de la carga.</li> <li>- Adecuado cuando se trata de ver el comportamiento del suelo a la rotura.</li> </ul>
<p style="text-align: center;"><b>Triaxial Cíclico</b></p>		
<p style="text-align: center;"><b>Columna Resonante</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Relativa facilidad con la que las variables se pueden controlar.</li> <li>- Definición de condiciones de frontera.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Alteración de la muestra provocada por los procedimientos de muestreo, transporte y almacenamiento.</li> </ul>

<p><b>Columna Resonante</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Se obtienen valores del módulo para pequeñas deformaciones muy próximos a los verdaderos.</li> <li>- Es capaz de realizar pruebas triaxiales convencionales (dinámicas y estáticas).</li> <li>- Es capaz de medir el espectro completo del módulo, extendiéndose a deformaciones ultra bajas a deformaciones altas.</li> <li>- Con una misma probeta se pueden obtener curvas módulo-deformación para distintas presiones de confinamiento.</li> <li>- Actúa en la zona de deformaciones que corresponden a las deformaciones “en servicio” de obras geotécnicas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mala calidad en los resultados si se utilizan procedimientos rudimentarios.</li> <li>- No se puede efectuar el drenaje en la parte superior de la probeta.</li> <li>- Dificultad de transmisión a la probeta de tensiones cíclicas de corte elevadas.</li> </ul>
<p><b>Corte simple cíclico</b></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Relativa facilidad con la que las variables se pueden controlar.</li> <li>- Definición de condiciones de frontera.</li> <li>- Se obtienen valores del módulo para pequeñas deformaciones muy próximos a los verdaderos.</li> <li>- El cambio en el sentido de la carga no cambia los ángulos que forman las tensiones principales con la vertical.</li> <li>- Reproduce mejor el estado de sollicitación impuesto por un terremoto en el terreno.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Alteración de la muestra provocada por los procedimientos de muestreo, transporte, almacenamiento y ensaye.</li> <li>- Generación y condiciones de no uniformidad de esfuerzos en las fronteras.</li> </ul>

### 3.5 NORMAS RELACIONADAS A LAS PRUEBAS DINÁMICAS.

Una norma es un documento que ha sido desarrollado y establecido dentro de los principios de consenso de una organización y que cumple con los requisitos de los procedimientos y regulaciones establecidos. Las normas elaboradas por consenso se elaboran con la participación de todas las partes que tienen interés en el desarrollo o uso de las normas.

#### Normas ASTM:

En nuestro país las normas para el control de calidad de los materiales de construcción que se emplean actualmente con mayor aceptación son las normas AASHTO Y ASTM, debido a que no se cuenta con una normativa que considere las condiciones propias de nuestro medio. Los laboratorios de Ingeniería Civil de El Salvador que se dedican a realizar pruebas de suelos se rigen por las normas ASTM (American Society for Testing and Materials, Sociedad Americana para Pruebas y Materiales) y AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials, Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales) las cuales son utilizadas en muchos lugares del mundo. La ASTM desarrolla seis tipos principales de estándares de común acuerdo, ver tabla 3.2:

**Tabla 3.2 Principales tipos de estándares desarrollados por ASTM.**

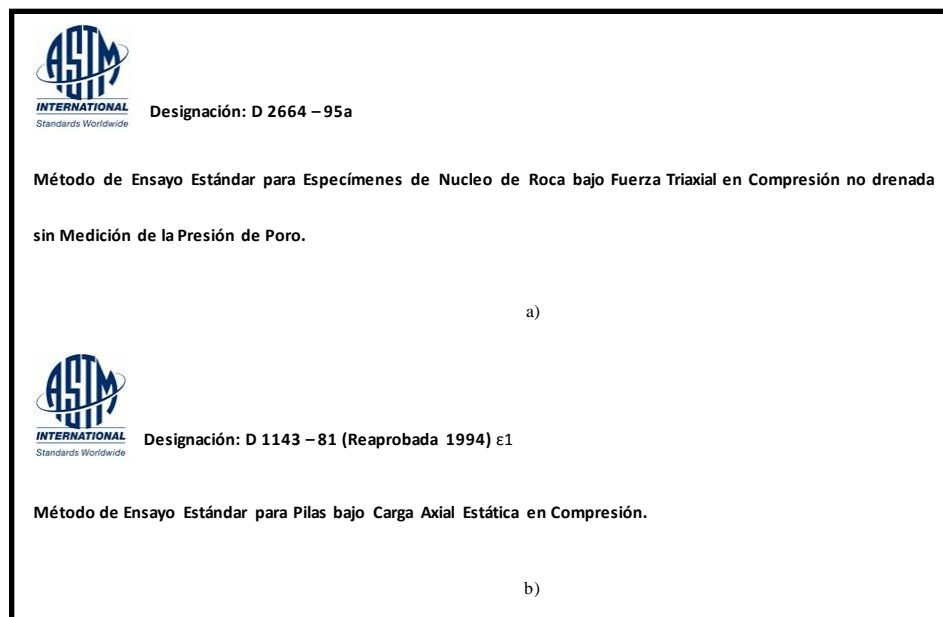
<b>Estándares</b>	<b>Descripción</b>
<b>Clasificación</b>	Es un arreglo sistemático o división en grupos de materiales, productos o servicios, basados en características similares como origen, composición, propiedades o usos.
<b>Guía</b>	Serie de opciones o instrucciones que no recomiendan una acción o curso específico. El propósito de una guía es ofrecer lineamientos, basados en un consenso de puntos de vista y no el establecimiento de un procedimiento fijo.
<b>Práctica</b>	Proceso definitivo para llevar a cabo una o más operaciones o funciones específicas que no producen un resultado de ensayo, en ella se incluyen procedimientos para conducir programas de ensayos interlaboratorio u otros procedimientos estadísticos; procedimientos para escribir enunciados en muestreos y en la selección, preparación, aplicación, inspección y precauciones necesarias para el uso, instalación, mantenimiento y operación del equipo de ensayo.
<b>Especificación</b>	Declaración específica de un conjunto de requerimientos a ser satisfechos por un material, producto, sistema o servicio que indica los procedimientos para determinar si cada uno de los requisitos está satisfecho.
<b>Terminología</b>	Documento compuesto de definiciones de términos, explicación de símbolos y abreviaturas.
<b>Método de prueba</b>	Es un procedimiento definitivo para elaborar un resultado de prueba, es decir; se incluyen procedimientos para la identificación, medición y evaluación de una o más cualidades, características o propiedades de un material, producto, sistema o servicio.

Las normas ASTM son "voluntarias" en el sentido de que ASTM no exige observarlas. Sin embargo, las autoridades gubernamentales con facultad normativa con frecuencia dan fuerza de ley a las normas voluntarias, mediante su cita en leyes, regulaciones y códigos.

### **Identificación de la designación de las normas ASTM:**

Cada norma ASTM tiene una designación, la cual está comprendida de una letra mayúscula que indica la clasificación general (A, metales ferrosos; B, metales no ferrosos; C, cementantes; cerámicos, concreto, y materiales de albañilería; D, materiales misceláneos; E, temas misceláneos; F, materiales para aplicaciones específicas; G, corrosión, deterioración y degradación de materiales; ES, normas de emergencia; P, propuestas; PS, normas provisionales), un número consecutivo (uno a cuatro dígitos), un guion y el año de publicación.

En cada designación, el número siguiente al guion indica el año de adopción original como norma o en el caso de revisión, el año de la última revisión. Así, las normas adoptadas o revisadas durante el año 2003 tienen como su número final, 03. Una letra siguiente a este número indica más de una revisión durante ese año, 03a indicaría la segunda revisión en 2003, 03b la tercera revisión, etc, (ver figura 3.7).



**Figura 3.7 Títulos correspondientes a una norma de método de prueba y a una práctica. [Fuente: ASTM D 2664 y ASTM D 1143].**



La norma que ha sido reprobada sin cambio alguno, es indicada por el último año que fue reprobada en paréntesis, como parte del número de designación, por ejemplo, (2003). Un  $\epsilon$  del exponente indica un cambio editorial desde la última revisión o reaprobación;  $\epsilon_1$  para el primer cambio,  $\epsilon_2$  durante el segundo, etc, (ver figura 3.7).

Además de la normativa referente a ASTM, en España se emplean las normas UNE, editadas por AENOR (Asociación Española de normalización y Certificación), que es el organismo encargado de transferir las normas europeas.

### Normas UNE:

En el campo de la Geotecnia, la normativa UNE existente no es muy completa, y por consiguiente también se cuenta con otras normativas de carácter sectorial que son de aplicación a determinados tipos de obras. La normativa relacionada con la geotecnia la podemos descomponer en cuatro grandes grupos, ver tabla 3.3:

**Tabla 3.3 Grupos principales de normativas desarrolladas por UNE.**

Grupo	Descripción
<b>Eurocódigos</b> <b>“Normativa Referente al diseño geotécnico”</b>	Son un conjunto de normas que proporciona las directrices de diseño de cualquier proyecto estructural, entre ellos los proyectos geotécnicos.
<b>Ejecución de trabajos especiales</b>	Normativa referente a la ejecución de ciertas obras especiales, como mejora geotécnica, pilotes
<b>Normativa de construcción</b>	Normas vigentes en la Ingeniería Civil para la construcción de edificaciones. Por ejemplo: <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Norma Básica de la Construcción (NBE).</li> <li>✓ Normativa del Hormigón Armado (EHE).</li> </ul>
<b>Ensayos de laboratorio</b>	Son normas referentes a la manera de ejecutar los ensayos de laboratorio y ensayos 'in-situ', cuya publicación es realizada por AENOR.

Las pruebas son realizadas para determinar los parámetros de amplificación del movimiento y la susceptibilidad del suelo a la licuefacción. Muchas características dinámicas se pueden obtener a

través de las pruebas "in situ", que limitan la alteración de la muestra, que es inevitable en muestras de laboratorio. Las pruebas más comunes se enumeran a continuación:

• **Ensayo de columna resonante:**

Esta es una prueba de baja deformación, usada para determinar el módulo de cortante ( $\gamma$ ), amortiguamiento ( $\xi$ ) y el módulo de Young (E); por medio de procesos de carga dinámicos. Esta prueba se encuentra regida bajo la norma ASTM D 4015-92 "Método de Prueba Estándar para la determinación del Modulo y Amortiguamiento del Suelo por el Método de la Columna Resonante", a excepción de esta norma; no existe otro procedimiento que sea considerado estándar para la realización de este ensayo, es más laboratorios de renombre internacional como CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) de España y CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres) en México, adoptan en alguna forma el procedimiento que es presentado por ASTM.

• **Ensayo triaxial cíclico:**

Existen dos modalidades para realizar el ensayo, el primero consiste en aplicar al espécimen una fuerza predeterminada durante toda la prueba, el cual es comúnmente llamado, "Ensayo Triaxial Cíclico con Fuerza Controlada", que se encuentra bajo la norma ASTM D 5311-92, "Método de Prueba Estándar para Fuerza con Carga Controlada usando el Aparato Triaxial Cíclico" y el segundo consiste en la aplicación de una sollicitación cíclica cualquiera, para mantener una deformación fija, denominado, "Ensayo Triaxial Cíclico con Deformación Controlada" Esta prueba se encuentra regida bajo la norma ASTM D 3999-91, "Método de Prueba Estándar para la Determinación del Modulo y Amortiguamiento del Suelo usando el Aparato Triaxial Cíclico". Existe otro procedimiento alternativo, presentado por AENOR, bajo las normas UNE, llamado "Ensayo Triaxial con Carga Cíclica para Mezclas sin Ligante" bajo la designación UNE-EN 13286-7:2004, el cual fue modificado en el presente año, 2008.

Sin embargo, su mayor aplicación se encuentra en especímenes elaborados con el material que se utiliza para las carreteras y su finalidad difiere de los objetivos planteados por las normas ASTM relativos a este ensayo.

El módulo resiliente es otra de las propiedades determinadas por el equipo triaxial cíclico el cual se encuentra bajo la designación AASHTO T 294-92; originalmente el método fue desarrollado por el Programa Estratégico de Investigación de Carretera (SHRP, Strategic Highway Research

Program), conocido también como “protocolo 846”, el cual es una modificación de la norma AASHTO T 274. El ensayo consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a una gran variedad de presiones de confinamiento, luego, se le aplica un gran número de pulsos de magnitud y duración determinados.

• **Ensayo de corte directo simple cíclico:**

Esta prueba modela deformaciones grandes, similares a la prueba triaxial cíclica. Para la realización de esta prueba no existe un ensayo estándar bajo ASTM, sino más bien el procedimiento para llevarlo a cabo queda a criterio de cada uno de los laboratorios que cuentan con esta clase de equipo. Sin embargo, algunas características y consideraciones para esta prueba se encuentran en ASTM, "Jornada de Ensayos Geotécnicos, vol. 16, No.1", pp. 36-45 y "Evaluación de las pruebas de corte directo simple en arcilla", Geotecnia, vol. 37, No.1, pp.25-35.

• **Ensayo de pozo Cross-hole:**

Mediante este ensayo se mide la velocidad de propagación de ondas de cuerpo (P ó S) para puntos colocados a la misma profundidad. Los datos pueden ser utilizados para realizar análisis estáticos/dinámicos. El método de prueba está basado en la norma ASTM 4428/D 4428M-00, “Método de prueba estándar para el Ensayo de Pozo Cross-hole”.

• **Ensayo de refracción sísmica:**

El procedimiento consiste en producir una perturbación en algún punto de la superficie del suelo, en donde los frentes de onda viajan a velocidades características a través de la masa del medio, desde la fuente de energía, hasta los sensores (geófonos). Este método se encuentra regido bajo la norma ASTM D 5777-95, “Guía Estándar para el uso del Método de Refracción Sísmica en la Investigación Subsuperficial” como una guía estándar, y no como un ensayo, cabe aclarar que ha sufrido cambios en su contenido desde su aprobación en el año de 1995; por lo tanto el procedimiento en sí, no debe tomarse como obligatorio sino como una serie de pasos o instrucciones opcionales.

### **3.6 CALIDAD EN LA EJECUCIÓN DE LAS PRUEBAS EN LABORATORIO Y CAMPO.**

Mantener un sistema de aseguramiento de la calidad en el laboratorio es una medida para demostrar su competencia; medida que incluye: establecer la trazabilidad de las mediciones,

utilizar métodos de análisis validados, utilizar procedimientos definidos de control de la calidad interno, participar en programas de ensayos de aptitud y ser acreditado bajo una norma internacional, normalmente a la Norma ISO.

Es importante considerar la calidad de los resultados y la confiabilidad de éstos para los propósitos del usuario. Actualmente los usuarios del laboratorio exigen la eliminación de repetición de ensayos, a fin de reducir costos y obtener resultados confiables.

El objetivo que se persigue con este proceso sería el de implantar las mejores prácticas en la actividades relacionadas con la realización de ensayos, en cuanto a la eficiente utilización de recursos y mejora de resultados. Se trataría de indagar sobre los parámetros más críticos dentro de la calidad en los resultados de la investigación para cada laboratorio. Para ello se utilizarían herramientas de mejora, de las que se plantearían diferentes acciones como, por ejemplo;

- Equipamiento permanente con los adelantos vigentes para mantener la jerarquía en el medio académico nacional.
- Un programa de calibración de los equipos
- Preparación de Guías y Manuales de ensayos para fines de enseñanza y capacitación del personal técnico.
- Preparación de artículos técnicos referente a problemas de análisis y diseño geotécnico de obras civiles.
- Preparación de documentos técnicos sobre aplicaciones de ensayos de laboratorio

La implementación de un sistema de calidad dentro de un laboratorio y en la realización de ensayos de campo, es con los siguientes objetivos; Promover la confiabilidad y competencia técnica de los servicios prestados en los laboratorios, Facilitar la preparación técnica de los laboratorios para su acreditación.

Los requisitos técnicos que se deben cumplir para implementar cualquier norma de calidad son; Personal; instalaciones y condiciones ambientales; contar con métodos de ensayos, validación de métodos; equipos; muestreo; manejo de las muestras a ensayar; aseguramiento de la calidad de los resultados de ensayo y calibración; informe de resultados.

### **Normas de calidad**

Las normas ISO, son normas de calidad que de implantarlas en cualquier proceso y ser acreditado sobre todo bajo esta misma, nos garantiza la estandarización de nuestros procesos. En cuanto a los laboratorios se refiere la norma ISO respectiva es; **ISO/IEC 17025**.

La norma ISO/IEC 17025 es un estándar que establece los requerimientos para la competencia de laboratorios de ensayo y/o calibración. Estos requerimientos cubren tanto requisitos de gestión como requisitos técnicos, siendo su meta principal asegurar la calidad de los resultados emitidos.

Para implementar una norma internacional como por ejemplo una ISO/IEC 17025, Este proceso se desarrolla en los siguientes pasos;

- Documentación e implementación de la Norma (NTE INEN – ISO / IEC 17 025) en laboratorios.
- Auditorías Internas del Sistema de Gestión de la Calidad en los laboratorios.
- Garantía de los Resultados Analíticos. Estimación de la Incertidumbre.
- Garantía de los Resultados Analíticos. Validación de Métodos.

El laboratorio de suelos y materiales de la Universidad de El Salvador no cuenta con una acreditación así, si embargo queda la iniciativa para las autoridades encargadas, el gestionar y someterse a un proceso de esta naturaleza con el fin de estandarizar sus procedimientos.

### **Calidad en la atención al cliente**

El laboratorio de Mecánica de Suelos realiza los ensayos concernientes a su especialidad cuando alguna entidad oficial, instituto, empresa o cualquier particular lo solicite.

Los interesados realizan sus solicitudes en los impresos que el Laboratorio pone a su disposición, o en oficio directo, indicando claramente el nombre y dirección de la entidad o persona solicitante y el tipo de ensayo que se desea.

El laboratorio ejecuta los ensayos de acuerdo a las especificaciones y normas de la ASTM u otra norma que el solicitante lo requiera.

Para tal efecto, los solicitantes remiten al Laboratorio las muestras con su identificación respectiva de procedencia y en cantidad suficiente para realizar los correspondientes ensayos.

Ahora bien, como medir la calidad en la atención a nuestros clientes, para esto nos debemos preguntar lo siguiente; ¿qué quieren mis clientes?, ¿Cómo puedo satisfacerlos?, ¿Cuál es el parámetro de calidad que usa su cliente para evaluar su servicio?

Los clientes son personas con mucho sentido común y buscan satisfacción, si van a buscar información, esperan que los atiendan con paciencia, amabilidad y le dediquen el tiempo

“necesario”; ni poco como para sentirse “expulsados”, ni mucho como para sentirse que “pierden el tiempo”.

Los clientes quieren ser mejor atendidos, desean ser escuchados, son cada día más exigentes.

### **La organización interna para el buen funcionamiento del laboratorio.**

#### **• Infraestructura**

Cada ensayo que se desarrolla dentro de un laboratorio tiene sus propios requisitos de infraestructura y medio ambiente, cumplir con esto es clave para alcanzar el éxito en la calidad de los resultados, es por ello que solo aquellas instituciones que cumplan con estos requisitos específicos serán preferidos y alcanzaran el grueso de clientes, al sentirse satisfechos con sus resultados.

#### **• Personal**

Personal profesional

El personal profesional está conformado principalmente por profesores de la especialidad de Mecánica de Suelos y Pavimentos, algunos con estudios de post grado. Su labor es orientar al alumnado, supervisar el trabajo efectuados por los técnicos y fomentar el desarrollo académico del laboratorio.

Personal técnico

El personal técnico tiene la labor de instruir a los alumnos en sus prácticas y ejecutar los ensayos solicitados. Permanentemente se debe capacitar y evaluar al personal técnico.

Administrativo

El personal administrativo del laboratorio es reducido y su labor esencial es la atención al público y su aporte en la culminación de informes y certificados de ensayos que emite el laboratorio.

#### **Equipos y ensayos**

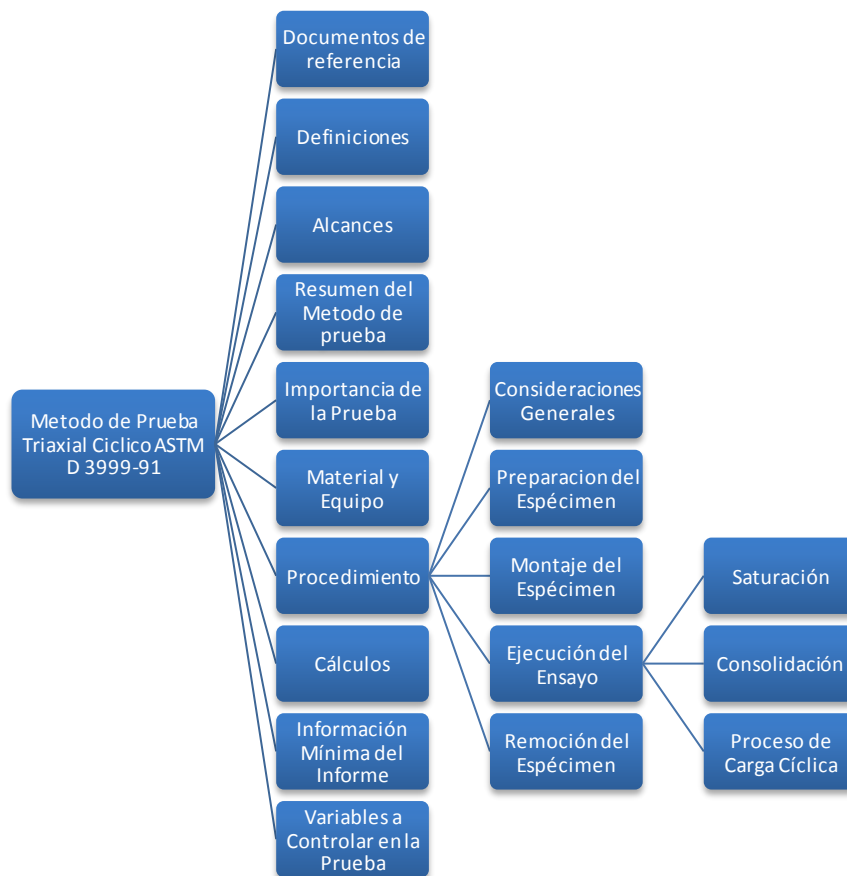
El equipo de ensayos tanto en campo como en laboratorio, debe ser constantemente revisado, calibrado, y por supuesto modernizado con nuevos modelos que además proveen software para la toma de datos y el procesamiento mismo, que minimizan los errores comunes de lecturas, apreciación, y otros, que se cometen a la hora del ensayo, sobre todo cuando estos son ejecutados por personal sin mucha experiencia, como el caso de alumnas por ejemplo.

## **3.7 PRUEBAS DE LABORATORIO.**

### 3.7.1 MÉTODO DE PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO USANDO EL APARATO TRIAXIAL CÍCLICO. (BASADA EN ASTM D 3999 – 91, RE APROBADA EN 1996).

Este método de prueba tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y la resistencia al esfuerzo cortante de un espécimen cilíndrico de suelo, sometido a cargas axiales cíclicas, para tal propósito se ha estructurado tomando en cuenta todos aquellos elementos que sirvan de apoyo o complemento para su ejecución.

En el esquema 3.1, se presentan las diferentes partes que componen la estructuración de este método de prueba, las cuales en su mayoría han sido tomadas de la norma ASTM D 3999 “Método de prueba para la determinación del módulo de Young (E) y amortiguamiento ( $\xi$ ) del suelo usando el aparato triaxial cíclico”.

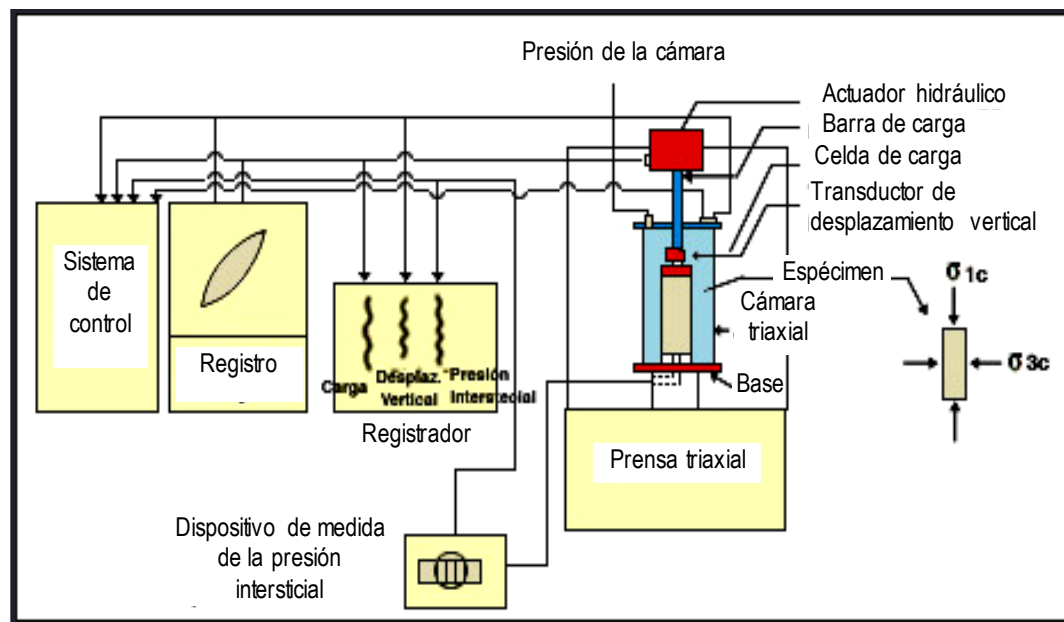


Esquema 3.1 Estructura del método de prueba Triaxial Cíclico.



A continuación se muestra una representación esquemática de los diversos componentes que comprende un ensayo triaxial típico que posteriormente serán descritos, tales como:

- Equipo de registro y adquisición de datos.
- Componentes del equipo de carga cíclica.
- Cámara triaxial.



**Figura 3.8 Representación esquemática de la prueba triaxial cíclica de carga o deformación-controlada. [Norma ASTM D 3999-91].**

### 1. Documentos de referencia.

A continuación se presentan las normas complementarias que sirven de apoyo al Método de prueba Triaxial Cíclico (basado en ASTM D 3999-91), a las cuales se hace referencia en cada etapa de este documento.

*Normas ASTM:*

D 422 Método de prueba para el análisis del tamaño de partículas del suelo.

D 653 Terminología relacionada a suelos, rocas y fluido contenido en ellos.

D 2216 Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo y rocas.

D 2488 Práctica para la descripción e identificación de suelos (procedimiento visual-manual).

D 2487 Clasificación de suelos para propósitos ingenieriles (Sistema Unificado de Clasificación de Suelo).

D 4767 Método de prueba de compresión triaxial consolidado-no drenado para suelos cohesivos.

## 2. Definiciones.

Se definen cada uno de los términos principales que se utilizarán en este método de prueba, así como la simbología que se empleará, la cual puede diferir de la que presenten otros textos, por lo que cabe aclarar que éstas son útiles únicamente para la aplicación del procedimiento aquí descrito.

- **Contrapresión ( $\sigma_{cp}$ ):**

Es una presión aplicada dentro del espécimen por medio del agua, la cual circula a través de los espacios vacíos, es decir, durante la saturación del espécimen.

- **Duración del ciclo:**

Es el intervalo de tiempo entre las aplicaciones sucesivas de un esfuerzo desviador.

- **Duración de la carga:**

Es el intervalo de tiempo en el que el espécimen se somete a un esfuerzo desviador cíclico.

- **Esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ):**

Es la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor en una prueba triaxial.

- **Esfuerzo de confinamiento efectivo:**

Es la presión de confinamiento (la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión) antes de hacer fallar al espécimen.

- **Esfuerzo principal:**

Es el esfuerzo normal a uno de los tres planos mutuamente perpendiculares en los cuales los esfuerzos de corte en un punto dentro del cuerpo son cero.

- **Fuerza efectiva:**

Es la fuerza transmitida a través de la masa de suelo o roca por presiones intergranulares.

- **Lazo de histéresis:**

Es el trazo de la carga contra la deformación como resultado de un ciclo completo de carga o deformación cíclica. El área que resulta dentro del lazo es debido a la energía disipada por el espécimen y el equipo, ver gráfico 3.2.

- **Módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ):**

Es la razón entre la tensión y la deformación para un material bajo condiciones de carga dadas;

Numéricamente es igual a la pendiente de la tangente o de la secante de una curva esfuerzo-deformación.

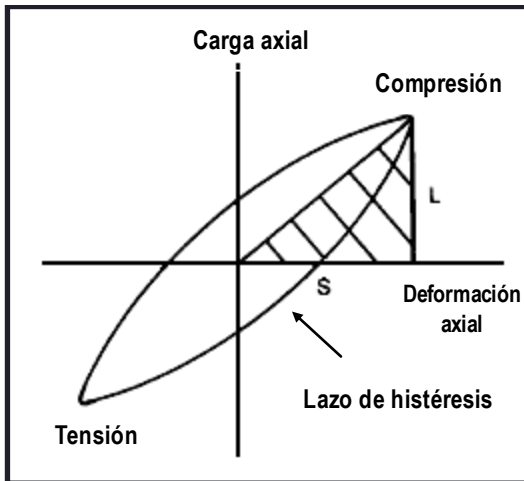


Grafico 3.2 Diagrama esquemático del lazo típico de histéresis generado por el ensayo Triaxial Cíclico. [Norma ASTM D 3999-91]

### 3. Alcances.

- Este método de prueba cubre la determinación del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la razón de amortiguamiento del suelo ( $\xi$ ) en estado inalterado o alterado, mediante la aplicación de la técnica triaxial cíclica a carga o deformación constante.
- Este método de prueba es aplicable a suelos de grano fino y grano grueso. Los especímenes de prueba pueden ser inalterados o alterados.
- Se proporcionan dos métodos de prueba en cuanto a la forma de cargar al espécimen, con el propósito de determinar las propiedades siguientes: Módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ).

**Método (A):** Este método requiere la aplicación de una carga cíclica constante al espécimen de prueba.

**Método (B):** Este método requiere la aplicación de una deformación cíclica constante al espécimen de suelo.

- En general, existen ciertas limitaciones inherentes al utilizar el ensayo triaxial cíclico, para simular las condiciones de esfuerzo y deformación de un elemento de suelo representativo de las condiciones de campo durante un sismo; las cuales son:
  - a) Condiciones de esfuerzo no uniformes dentro del espécimen de prueba impuestas por los cabezales en los extremos del espécimen.
  - b) Ocurre un cambio de  $90^\circ$  en la dirección del esfuerzo principal mayor durante la segunda parte del ciclo de carga, en especímenes confinados isotrópicamente; y en ciertos niveles de aplicación de esfuerzos cíclicos en especímenes confinados anisotrópicamente.
  - c) ***El máximo esfuerzo axial cíclico*** que se puede aplicar a un espécimen saturado está controlado por las condiciones de esfuerzo al final de la aplicación de la presión de confinamiento y de la presión de poro generada durante la prueba. Para un espécimen ensayado en compresión cíclica, confinándolo isotrópicamente, ***el máximo esfuerzo axial cíclico*** que se le puede aplicar, es igual a la ***presión efectiva de confinamiento***. Puesto que los suelos no cohesivos no son capaces de tomar tensión, las tensiones axiales cíclicas mayores que este valor, tienden a levantar el cabezal superior del espécimen de suelo. Además, como la presión de poros del agua aumenta durante las pruebas realizadas en especímenes confinados isotrópicamente, la presión efectiva de confinamiento se reduce, contribuyendo a la tendencia del espécimen al estrechamiento, durante la extensión en el ciclo de carga, invalidando los resultados del ensayo más allá de ese punto.
  - d) Es recomendable que los especímenes sean obtenidos lo más inalteradamente posible para la prueba triaxial cíclica, aunque a veces es necesario reconstruir los especímenes de suelo. Se ha demostrado que diversos métodos de reconstrucción de especímenes a la misma densidad pueden dar lugar a un comportamiento cíclico significativamente diferente.
  - e) La interacción entre el espécimen, la membrana de goma látex, y el líquido de confinamiento tiene una influencia en el comportamiento cíclico. Los efectos de la membrana no se pueden considerar fácilmente en el método de prueba o en la interpretación de los resultados de la prueba.  
Los cambios en la presión de poros del agua pueden causar cambios en la penetración de la membrana en los especímenes de suelos no cohesivos.

Estos cambios pueden influenciar significativamente los resultados de la prueba.

- f) A pesar de estas limitaciones, debe hacerse una consideración de todos los factores que afectan los resultados de la prueba. Una prueba triaxial cíclica cuidadosamente conducida puede proporcionar datos del comportamiento cíclico del suelo con un grado de exactitud adecuado para una evaluación significativa del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) bajo un nivel de deformación cortante ( $\gamma$ ) del 0.5 %.

#### **4. Resumen del método de prueba.**

La prueba triaxial cíclica consiste en someter un espécimen cilíndrico de suelo a un esfuerzo desviador axial cíclico cualquiera, de magnitud fija (control de la carga) o a una deformación axial cíclica (control de la deformación) sometido a una presión de confinamiento dentro de una cámara triaxial. Los resultados de la deformación y el esfuerzo axial son medidos y utilizados para calcular la dependencia de la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), así como del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) con los esfuerzos o deformaciones.

#### **5. Importancia de la prueba.**

- La prueba triaxial cíclica proporciona ciertos parámetros como lo son: El módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la razón de amortiguamiento del suelo ( $\xi$ ), los cuales son considerados en métodos analíticos dinámicos, lineales y no lineales. Este método de prueba es utilizado para la evaluación del comportamiento de estructuras naturales sometidas a la acción de cargas cíclicas dinámicas tales como las ocasionadas por: terremotos, oleaje o ráfagas de viento.
- Uno de los propósitos principales de esta prueba es obtener los datos necesarios para poder calcular el Módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ).

#### **6. Material y equipo.**

- *Muestra de suelo:*

En condición alterada o inalterada.

- *Cámara triaxial de presión, (ver figura 3.9):*

Las Consideraciones fundamentales para seleccionar la cámara son: tolerancias para la barra de carga, el cabezal superior, y el sello bajo el pistón de fricción:

- ✓ Se deben utilizar baleros, cojinetes o similares como rodamientos, para dirigir la barra

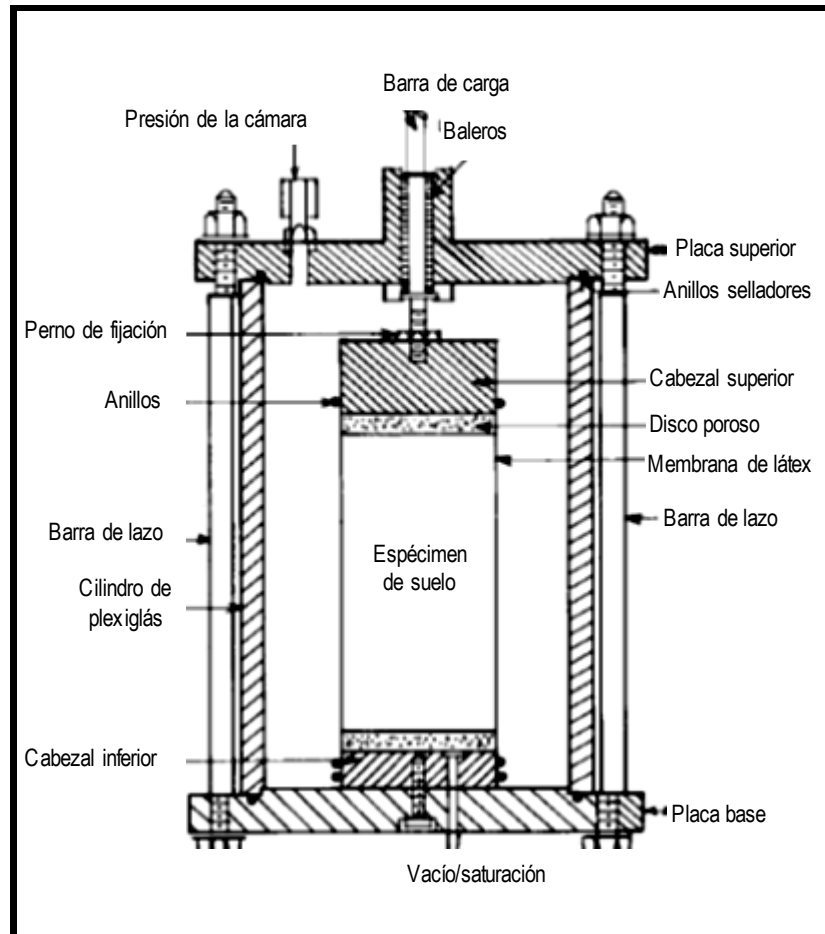


Figura 3.9 Cámara de presión Triaxial Cíclica Típica.

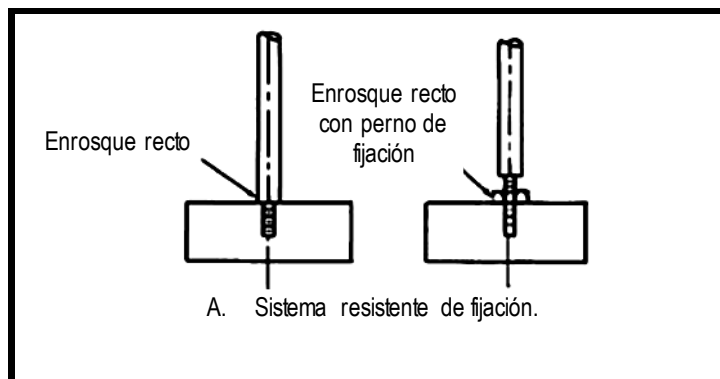
[Norma ASTM D3999-91].

de carga reduciendo al mínimo la fricción y mantener su alineación.

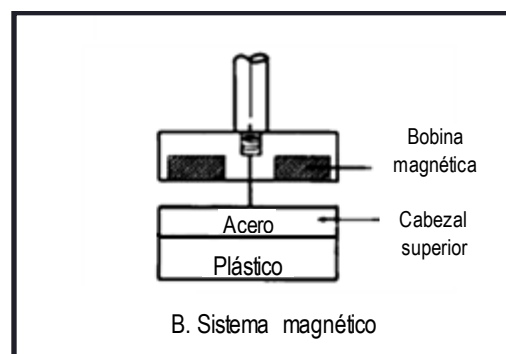
- ✓ El diámetro de la barra de carga debe ser bastante grande para reducir al mínimo la flexión lateral. Un diámetro mínimo de la barra de carga de 1/6 del diámetro del espécimen se ha utilizado con éxito en muchos laboratorios.
- ✓ Puesto que la carga axial en pruebas triaxiales cíclicas está presente en tensión así como en compresión, la barra de carga puede estar conectada rígidamente al cabezal superior por uno de los sistemas siguientes, ver figura 3.10 A, B y C:

A. **Sistema resistente de fijación:** Consiste en la unión de la barra de carga al cabezal superior por medio de enrosque, solamente, o por la combinación de enrosque junto a un perno que le dá fijación.

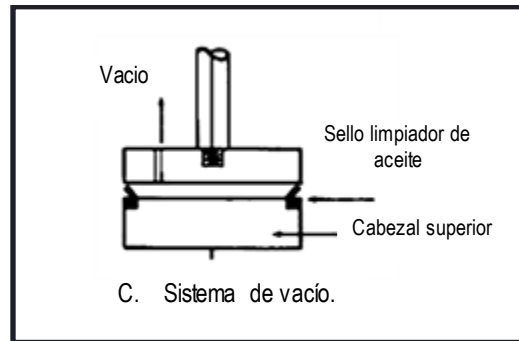
- B. **Sistema magnético:** La unión de la barra de carga al cabezal superior se logra por la incorporación de una bobina magnética a la barra de carga, la cual se adhiere al cabezal superior.
- C. **Sistema de vacío:** En este caso la unión de la barra de carga al cabezal superior se logra por la aplicación de succión en la barra de carga.
- ✓ Sello de la barra de carga: Si se emplea una conexión de una celda de carga externa a la barra de carga, el sello debe ejercer una fricción insignificante en la barra de carga. La fricción máxima aceptable de la barra de carga tolerable sin la aplicación de correcciones en la carga se considera comúnmente de  $\pm 2\%$  del máximo de una sola amplitud de la carga cíclica aplicada en la prueba. La ilustración de las definiciones de una o doble amplitud se encuentran en el gráfico 3.3.



a) Sistema resistente de fijación.



b) Sistema magnético.



c) Sistema de vacío

Figura 3.10 Sistemas de conexión de la barra de carga al cabezal superior.

[Norma ASTM D 3999-91].

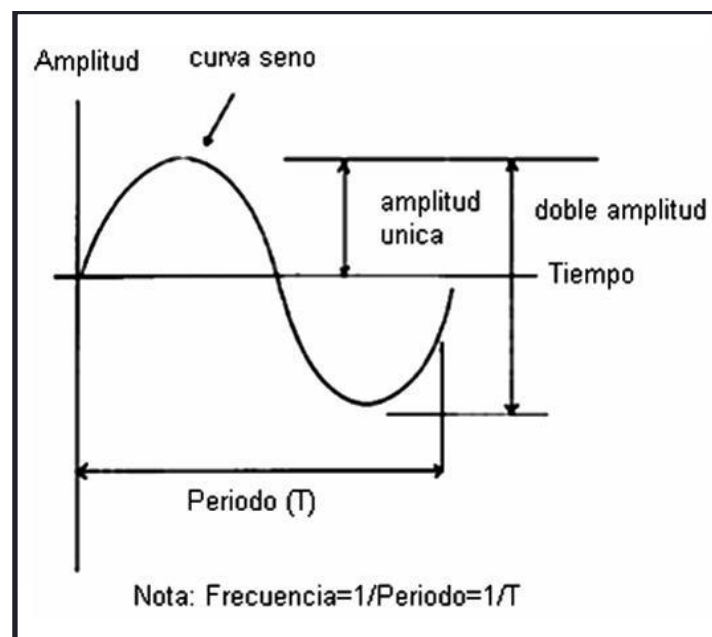


Gráfico 3.3 Definiciones relacionadas a carga cíclica.

[Norma ASTM D 3999-91].

- ✓ Los límites aceptables en la alineación del cabezal superior y la barra de carga se muestran en la figura 3.11, en la que se observa:

En la figura anterior se puede observar lo siguiente:

a) Límites en excentricidad:

- Barra de carga:  $e_{\text{máx}} = 0.1 \text{ mm}$
- Entre el cabezal superior e inferior:  $e_{\text{máx}} = 0.001D$



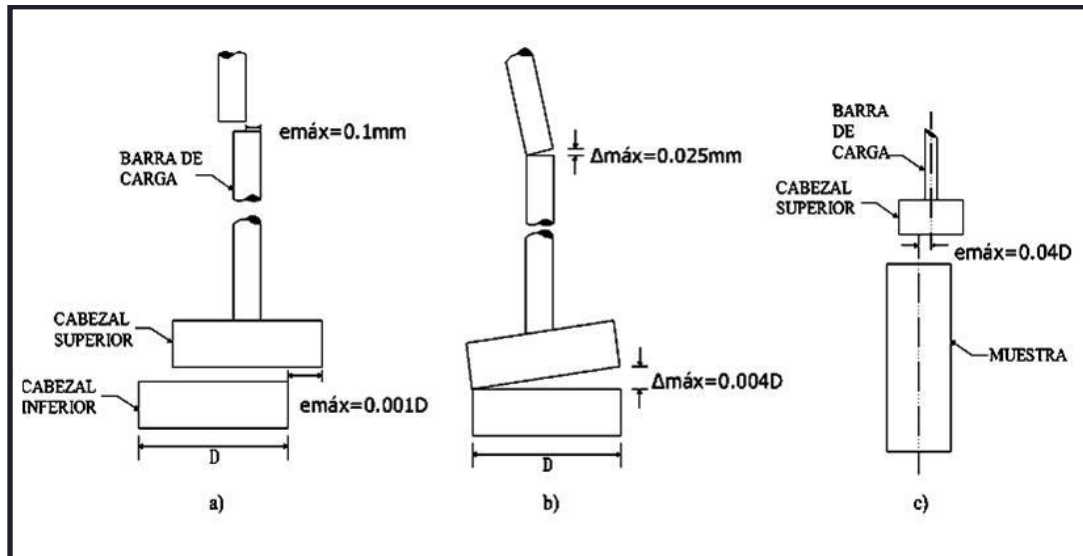


Figura 3.11 Límites en la alineación aceptables del cabezal superior y de la barra de carga: (a) excentricidad, (b) paralelismo, (c) excentricidad entre el cabezal superior y la muestra.

[Norma ASTM D 3999-91].

b) Límites en paralelismo:

- Barra de carga:  $\Delta_{\text{máx}} = 0.025 \text{ mm}$

- Entre el cabezal superior e inferior:  $\Delta_{\text{máx}} = 0.004 D$

c) Excentricidad entre el cabezal superior y la muestra:  $e_{\text{máx}} = 0.04 D$

**Notas:**

- La alineación superior e inferior del cabezal es crítica para evitar aumentar el estado no uniforme de la tensión en el espécimen.
- Las cámaras triaxiales de barras de lazo interno han trabajado bien en un buen número de laboratorios. Estas cámaras permiten la colocación de la pared de la cámara después de que el espécimen está en su lugar entre los cabezales.

#### - *Equipo de Carga Cíclica*

*Las Características principales del equipo son:*

- ✓ El equipo de carga cíclica usado para las pruebas triaxiales cíclicas de carga controlada debe ser capaz de aplicar una carga sinusoidal uniforme en una frecuencia dentro del rango de 0.1 a 2 Hz.
- ✓ El dispositivo de carga debe ser capaz de mantener cargas cíclicas uniformes de por lo menos 0.5 % del doble de la amplitud generada de los esfuerzos (grafico 3.3) y los picos asimétricos

de las cargas de compresión-tensión, duraciones de pulso no uniformes, " zumbidos " o cargas que desaparecen y se apagan con grandes deformaciones, no deben exceder a las tolerancias ilustradas en el gráfico 3.4.

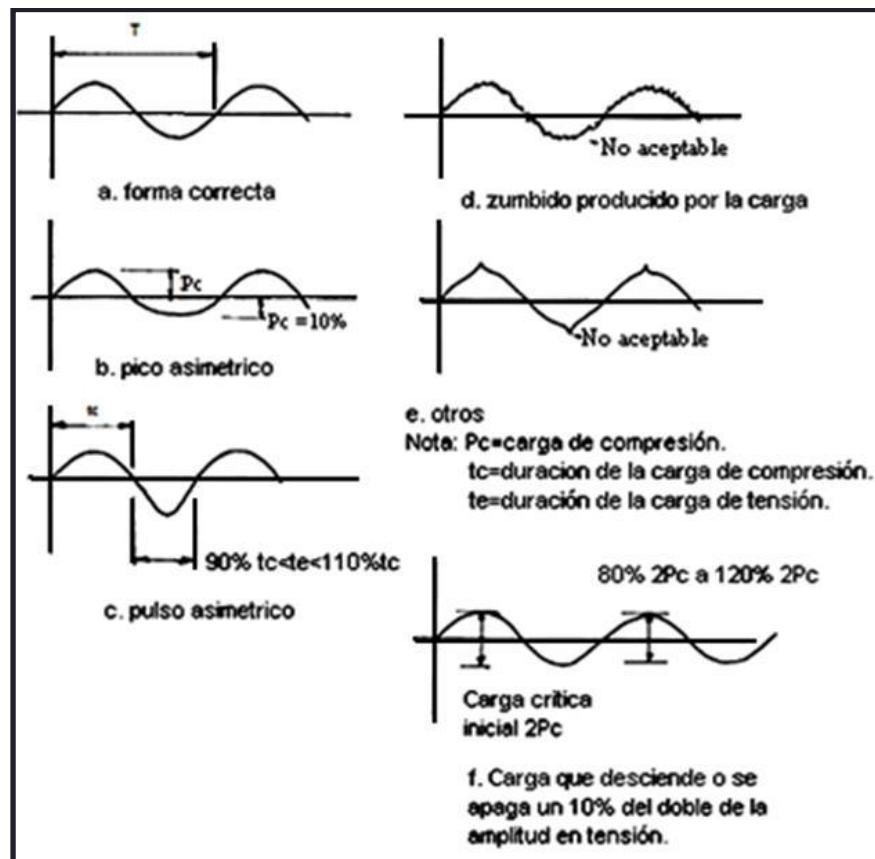


Gráfico 3.4 Tolerancias de diferentes formas sinusoidales aceptables e inaceptables de la onda de carga para las pruebas triaxiales cíclicas de carga controlada.

[Norma ASTM D 3999-91].

- ✓ El equipo debe también ser capaz de aplicar una carga cíclica a partir de una carga estática inicial en la barra de carga.
- ✓ El equipo de carga cíclica usado para pruebas triaxiales cíclicas de deformación controlada debe ser capaz de aplicar una deformación sinusoidal uniforme en un rango de frecuencias de 0.1 a 2 Hz. El equipo debe también ser capaz de aplicar una deformación cíclica sobre un punto de algún dato inicial o seguir con la deformación del espécimen. El tipo de aparato típicamente empleado puede extenderse desde un dispositivo manual muy simple a un sistema electro-hidráulico de circuito cerrado, ver figura 3.12.

**Nota:** Generalmente, la capacidad de la celda de carga debe ser no mayor de cinco veces la carga máxima total aplicada al espécimen en la prueba, esto para asegurarse que las mediciones de la carga no se vean afectadas, ya que se necesita alcanzar cierta exactitud en la prueba.



Figura 3.12 Sistema electro-hidráulico de circuito cerrado; el cual consta de un bastidor de carga con un actuador neumático servocontrolado, una cámara de ensayo triaxial, panel de control triaxial y un sistema de control y adquisición de datos. [ <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf> ].

- *Equipo de registro*

- ✓ *Medición de la carga:*

Con el panel de control se posiciona el cabezal superior sobre la probeta durante el montaje y se ajusta el modo de trabajo ya sea en carga o deformación. Se establecen además los límites de trabajo superior e inferior, tanto en carga como en deformación y cuando un valor se salga de cualquiera de estos valores, el equipo dejará de aplicar carga (se desactivará) y se quedará en el valor límite inferior o superior correspondiente.



Figura 3.13 Celdas de carga utilizadas para medir variaciones de fuerza en la barra de carga.

[ <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf> ].

✓ **Medición de la deformación axial:**

Los aparatos de medición de la deformación tales como el transformador diferencial variable lineal (LVDT, por sus siglas en inglés), transductores para la medición de la deformación del tipo-potenciómetro (figura 3.14) y sensores de corriente del tipo Eddy; pueden ser utilizados si cumplen con los criterios requeridos de funcionamiento<sup>3</sup>. Para una medición precisa de la deformación se requiere que el transductor esté montado correctamente para evitar una compresión mecánica excesiva del sistema entre el marco de carga, la cámara triaxial, la celda de carga y la barra de carga.



Figura 3.14 Tipos de transductores de deformación axial.

✓ **Dispositivos de control de presión y vacío:**

El equipo puede consistir en uno o más de los siguientes dispositivos: fuentes de mercurio, reguladores de presión neumáticos, reguladores neumáticos de presión en combinación de vacío, o cualquier otro dispositivo capaz de aplicar y de controlar la presión o vacío parcial a las tolerancias requerida tal como el que se muestra en la figura 3.15.

**Nota:** Los dispositivos de control de la presión en la cámara y de la contrapresión deben ser capaces de aplicar y controlar presiones dentro de los  $\pm 14$  Kpa (2 PSI) para las presiones efectivas de consolidación. El dispositivo de control del vacío debe ser capaz de aplicar y controlar vacíos parciales dentro de los  $\pm 14$  Kpa (2 PSI).

✓ **Dispositivos de medición de presión y vacío:**

Consisten en: manómetros de presión, transductores de presión electrónicos, manómetro de

<sup>3</sup> Norma ASTM D 3999-91, Tabla 1.

Bourdon<sup>4</sup> o cualquier otro dispositivo capaz de medir presiones o vacíos parciales a las tolerancias indicadas<sup>5</sup>.



**Figura 3.15** Panel de control principal Tri-Flex2. El sistema actúa como un medidor y controlador de la presión, por medio de tres reguladores de presión controlados individualmente - uno para la presión de confinamiento o de celda; otro para la presión inferior o de poro/cabeza; y otro para la presión superior o contrapresión/cola. [<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

**Notas:**

- Si los dispositivos se utilizan cada uno por separado para medir la presión de la cámara y la contrapresión, entonces estos deben calibrarse simultáneamente y con la misma fuente de presión.
- Debido a que la presión de la cámara y la contrapresión son presiones tomadas a la mitad de la altura del espécimen, puede ser necesario ajustar la calibración de los dispositivos para reflejar la carga de presión hidráulica del líquido de la cámara y en los sistemas de control de de la contrapresión.

✓ ***Dispositivos de medición de presión de poros:***

Durante el proceso de carga cíclica en un espécimen saturado, la presión de poro será medida de tal manera que tan poca agua vaya entrando o saliendo del espécimen tanto como sea

<sup>4</sup> Llamado así en honor al inventor francés Eugene Bourdon, el cual está formado por un tubo hueco de sección ovalada curvado en forma de gancho.

<sup>5</sup> Norma ASTM D 3999-91, Tabla 1

posible hasta que este se sature. Para alcanzar este requisito debe ser utilizado un transductor de presión del agua de poros electrónico muy rígido (véase la figura 3.16) ya que la presión de poro se lee directamente. El dispositivo de medición tendrá una rigidez de todas las partes ensambladas del sistema de medida de la presión de poro del agua, relativo al volumen total del espécimen que satisfaga el requisito siguiente:

$$\frac{\left(\frac{\Delta v}{v}\right)}{\Delta u} < \frac{3.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2}{\text{KN}} (2.2 \times 10^{-5} \text{ pulg.}^2 / \text{lb}) \quad \text{Ec. 3.1}$$

Donde:

$\Delta v$ = Cambio en el volumen del sistema de medida de la presión de poros del agua, debido a un cambio en la presión de poros,  $\text{mm}^3$  ( $\text{pulg.}^3$ ).

$v$  = Volumen total del espécimen,  $\text{mm}^3$  ( $\text{pulg.}^3$ ), y

$\Delta u$ = Cambio en la presión de poros, Kpa (psi).

**Nota:** Para resolver el requisito de rigidez, la tubería entre el espécimen y el aparato de medición debe ser corta y asentada firmemente con las perforaciones pequeñas. Las tuberías de acero inoxidable, termoplásticas y de cobre se han utilizado con éxito en muchos laboratorios.

**Figura 3.16 Transductor electrónico para la medición de la presión de poros.**

[ <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

En la figura 3.17 se muestra una disposición de los diferentes transductores mencionados anteriormente para medir: desplazamiento axial, desplazamiento radial, carga axial, presión de poros, etc.

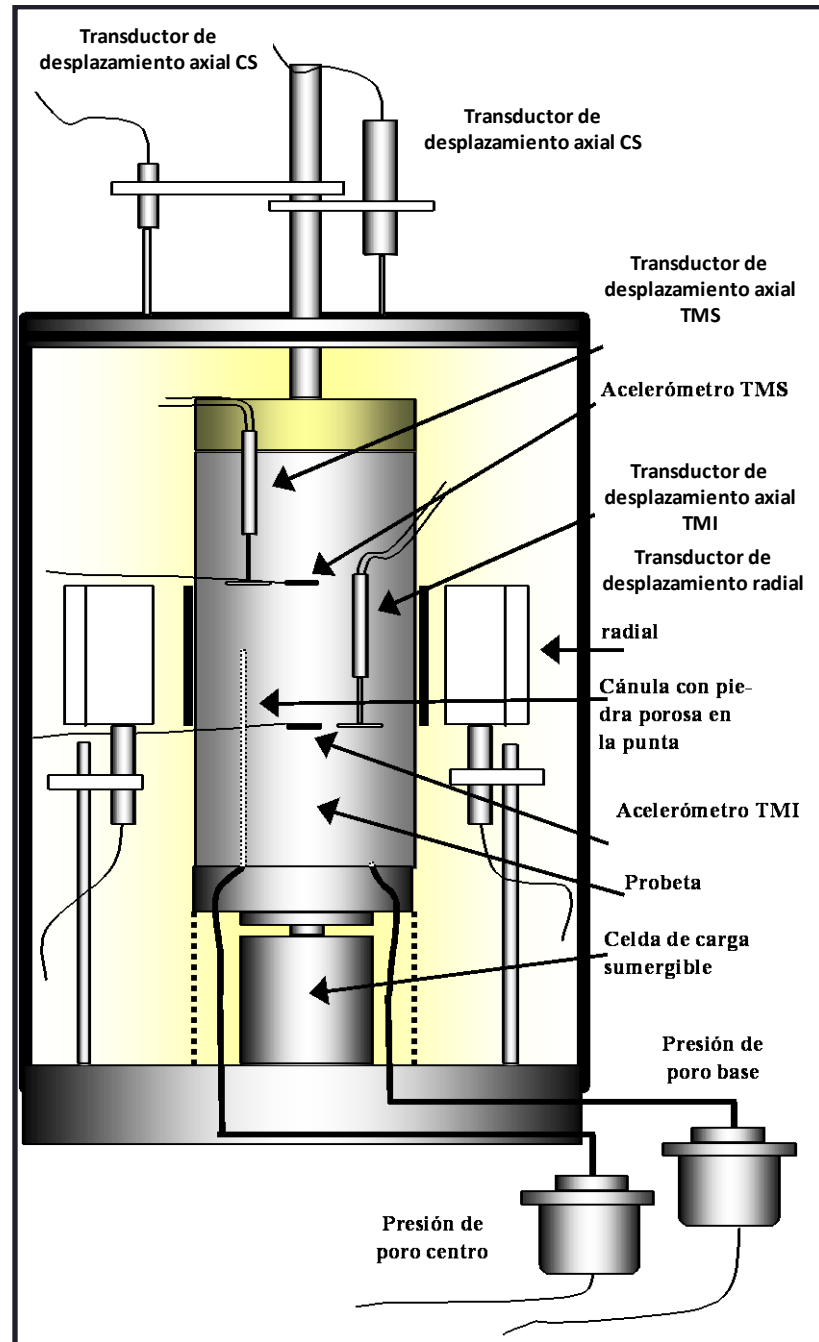


Figura 3.17 Esquema de distribución de algunos de los sensores instalados en el equipo triaxial cíclico.

✓ **Dispositivos de medición del cambio de volumen:**

El aparato de medición del volumen del espécimen es generalmente una bureta, pero puede ser cualquier otro dispositivo que resuelva el requisito de la precisión. El dispositivo debe ser capaz de poder soportar la presión máxima de la cámara, (Figura 3.18).

**Nota:** El volumen de agua que se incorpora o que sale del espécimen será medido con una precisión dentro de  $\pm 0.05$  % del volumen total del espécimen.



Figura 3.18 Unidad de Cambio Volumétrico de Doble Bureta (Método Manual).

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

• **Cabezal y base del espécimen:**

El cabezal superior y la base del espécimen deben ser diseñados de tal forma que le proporcionen un drenaje en ambos extremos. Serán construidos de un material rígido, anticorrosivo, impermeable y cada uno, a excepción de la disposición del drenaje, tendrá una superficie plana circular para el contacto con los discos porosos y una sección transversal circular. Las superficies de la base y del cabezal del espécimen serán cilíndricas, las cuales formaran un sello liso y libre de rasguños cuando entran en contacto con la membrana, (figura 3.19).

**Notas:**

- El peso de la parte del cabezal y del disco poroso superior del espécimen, deberá ser menor que el 0.5 % de la carga axial aplicada en la falla, tal como se determina en una prueba triaxial estática no drenada.



- El diámetro del cabezal y de la base será igual al diámetro inicial del espécimen.
- La base del espécimen será conectada con la cámara de compresión triaxial para prevenir el movimiento lateral o la inclinación y el cabezal del espécimen será diseñado de tal forma que la excentricidad en el contacto de la barra de carga-cabezal, relativo al eje vertical del espécimen no exceda de  $0.04 D$  ( $D =$  Diámetro del cabezal), según como se mostró en la figura 10 (c).

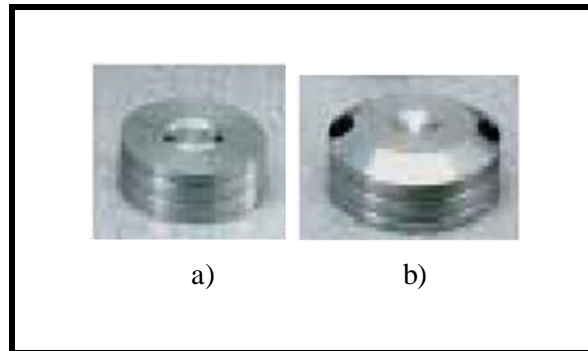


Figura 3.19 a) cabezal y b) base del espécimen para un ensayo triaxial cíclico.

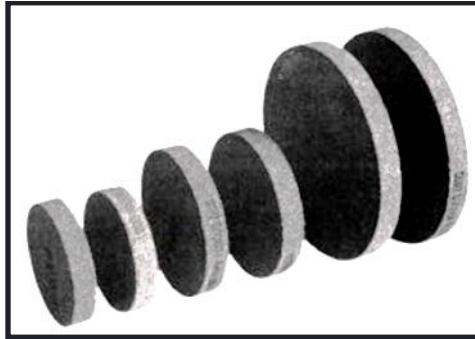
[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

– **Discos porosos:**

El espécimen será separado del cabezal y de la base por discos porosos rígidos, los cuales estarán sujetos al cabezal y a la base del espécimen en un diámetro igual a este último.

**Notas:**

- El coeficiente de permeabilidad de los discos será cercano al de la arena fina de  $1 \times 10^{-3} \text{ mm/s}$  ( $3.9 \times 10^{-5} \text{ pulg. /s}$ ).
- Los discos deberán ser revisados regularmente, pasando aire o agua bajo presión a través de ellos para determinar si están obstruidos, además de asegurarse que los elementos porosos en el extremo de los cabezales estén abiertos lo suficiente como para no impedir el drenaje o el movimiento del agua en los poros del espécimen; en los aparatos de medición de la presión de poros y en los cambios de volumen durante las etapas de medición de la presión de poros. Así mismo los discos deben prevenir el movimiento de finos fuera del espécimen.
- Los discos de papel filtro de un diámetro igual al del espécimen no se deben colocar entre los discos porosos y el espécimen para evitar obstrucción en los discos porosos cuando se realicen mediciones del módulo en especímenes rígidos (Figura 3.20).



**Figura 3.20 Discos porosos para el ensayo triaxial cíclico.**

(Fuente: <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>.)

• ***Papel filtro:***

Si se utiliza papel filtro, éstos serán de un tipo que no se disuelvan en agua. El coeficiente de permeabilidad del papel filtro no será menor de  $1 \times 10^{-4}$  mm/s ( $3.9 \times 10^{-6}$  pulg./s) para una presión normal de 550 Kpa (80 PSI). Para evitar la tensión en el anillo, el papel filtro debe cubrir no más del 50 % de la periferia del espécimen.

**Notas:**

- El papel filtro del tipo Whatman No. 54 se ha encontrado que es muy bueno para resolver problemas relacionados a la permeabilidad y la durabilidad.
- Muchos laboratorios utilizan el papel filtro para disminuir el tiempo requerido en las pruebas.

• ***Extractor de muestras:***

Las condiciones al momento de retirar la muestra pueden ser fundamentales e indican si es conveniente realizar o no la extracción, pero la preocupación principal es reducir al mínimo el grado de alteración. Un tipo de extractor de muestras es mostrado en la figura 3.21. Deberán tomarse las siguientes consideraciones al momento de extraer las muestras:

- ✓ El extractor de muestras deberá ser capaz de sacar el núcleo de suelo del tubo muestreador a una tasa uniforme en la misma dirección del recorrido en que la muestra fue introducida al tubo.
- ✓ Si el núcleo de suelo no es extraído verticalmente debe evitarse ocasionar esfuerzos de flexión debidos a la gravedad.



Figura 3.21 Extractor de muestras.

[ <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>.]

• **Dispositivo de desaereación del agua:**

La cantidad de gas disuelto (aire) en el agua, usada para saturar el espécimen, puede ser disminuida ya sea hirviendo, calentando y rociando al vacío, por un proceso de cavitación al vacío o por cualquier otro método que satisfaga el requisito de saturar al espécimen dentro de los límites impuestos por la máxima contrapresión disponible y el tiempo para realizar la prueba, (figura 3.22).



Figura 3.22 Tanque de Desaereación de Agua Tri-Flex 2.

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>.]

• **Membrana de goma látex:**

La membrana de goma látex es usada para revestir al espécimen, la cual, deberá proporcionar una protección confiable por lo que tendrá que estar libre de fugas. Al utilizar la membrana de goma látex se deberán tomar las siguientes consideraciones:

- ✓ El diámetro de la membrana deberá ser 90 y 95 % del diámetro del espécimen.
- ✓ El grosor de la membrana no excederá de 1 % del diámetro del espécimen.
- ✓ La membrana sellará el cabezal y la base al espécimen con la ayuda de anillos de goma, para lo cual se requiere que el diámetro interior (no estirado) se encuentre entre 75 y 85 % del diámetro del cabezal y la base.

**Nota:** Para comprobar que una membrana no tiene fugas, la membrana debe ser colocada alrededor de una superficie cilíndrica sellada en ambos extremos con los anillos de goma y sujeta a una presión pequeña de aire en su interior y sumergida en agua. Si aparecen burbujas de aire en cualquier punto de la membrana de goma látex, ésta deberá ser desechada.

• **Misceláneos:**

Cronómetro, balanza o algún otro dispositivo de peso con una legibilidad que este dentro del  $\pm 0.05\%$  de la masa total del espécimen, sierra, regla de acero, pizetas, desecador, cinta para medición de diámetro y altura con una precisión del 0.025 mm y 0.25 mm, indicador de deformación con una precisión de 0.025 mm, recipientes para contenido de humedad, tamiz, cuchara, franelas, horno de secado y expansor para la membrana de goma látex. En la figura 3.23 se observan algunos de estos accesorios.

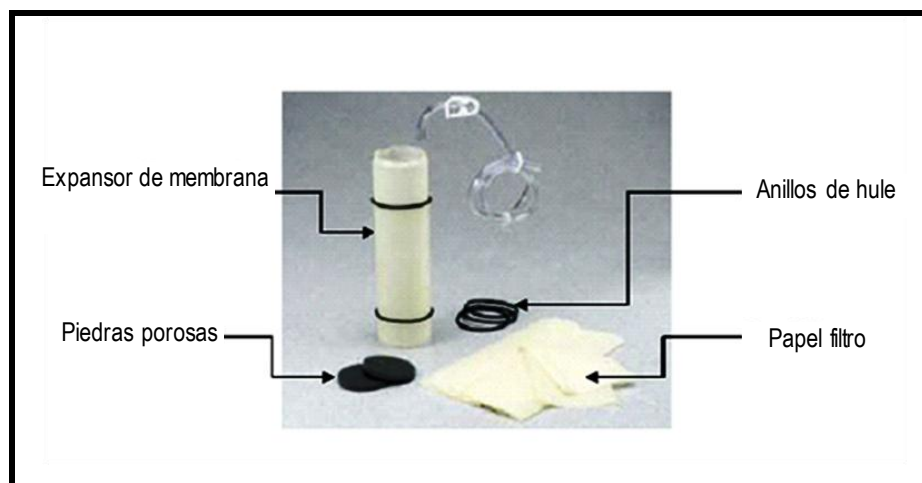
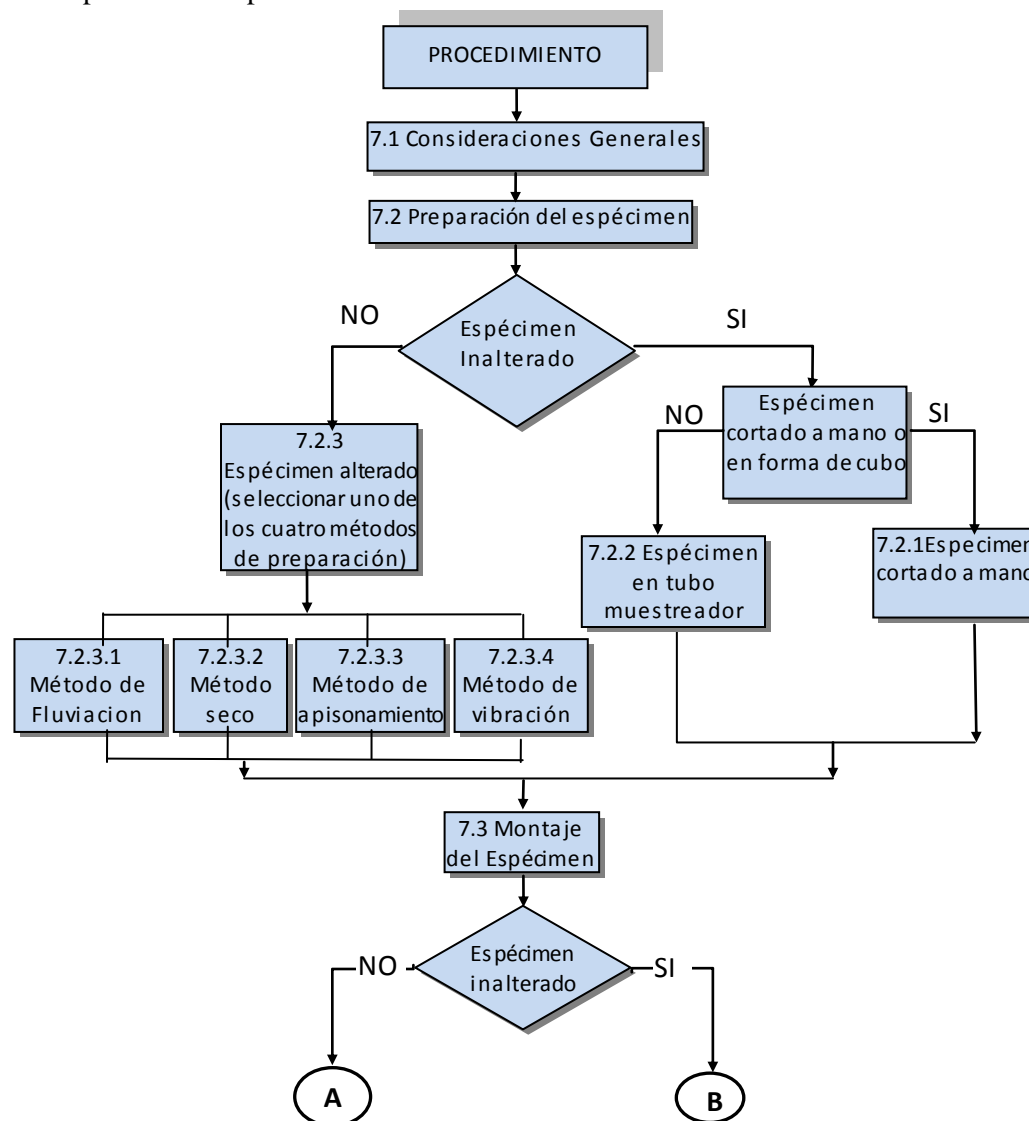


Figura 3.23 Diferentes accesorios que se utilizan en el ensayo triaxial cíclico.

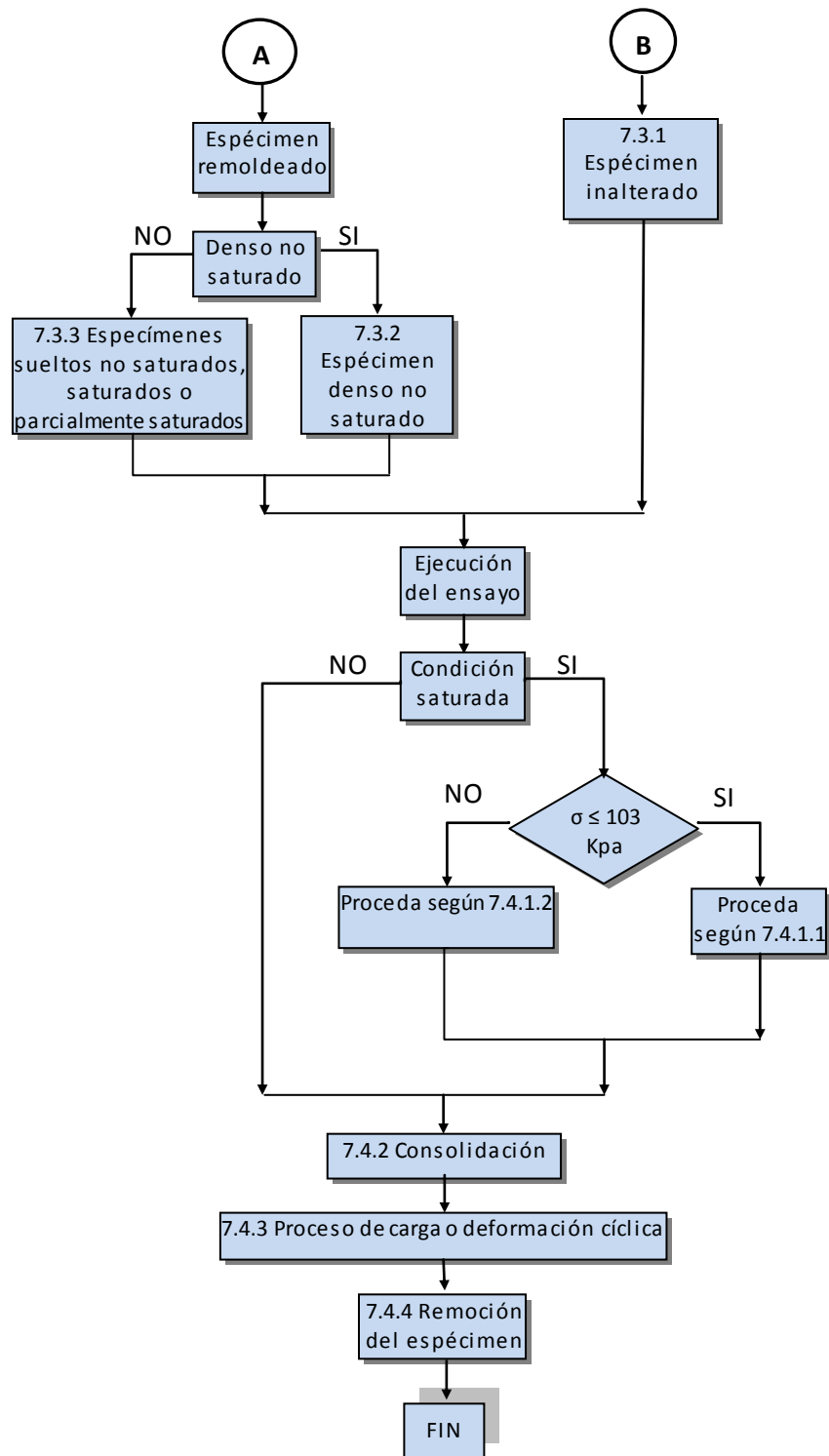
[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

## 7. Procedimiento.

Debido a la amplia variedad de equipos triaxiales que existen actualmente para el ensayo cíclico de los suelos, no es posible prescribir un método de prueba paso a paso, que sea compatible con las características de todos los equipos. Sin embargo, el siguiente procedimiento, es común a cualquier prueba triaxial cíclica en especímenes saturados o no saturados; el cual se ha resumido en el siguiente flujograma, ver esquema 3.2, con el objetivo de tener una mejor idea de las etapas a tomar en cuenta para la realización de esta prueba, en el que se muestra una secuencia lógica; así como sus partes más importantes.



Esquema 3.2 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico.



Esquema 3.2 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico.

### 7.1 Consideraciones generales:

Estime para el labrado de los especímenes (inalterados o remoldeados) los siguientes requerimientos:

- ✓ El espécimen debe ser de forma cilíndrica, con un diámetro mínimo de 3.6 cm (1.4 pulg.).
- ✓ La relación altura/diámetro deberá estar entre 2 a 2.5.
- ✓ El diámetro de la muestra deberá ser 6 veces mayor que el tamaño máximo de la partícula encontrada en la muestra.

**Nota:** Si después de realizar el ensayo se encuentran (basada en una observación visual) en el espécimen partículas de sobretamaño, estas deberán ser reportadas en la hoja de datos correspondientes.

### 7.2 Preparación del espécimen:

#### 7.2.1 Especímenes de muestras inalteradas (cortadas a mano en forma de cubo):

1. Cortar un fragmento prismático de la muestra inalterada de suelo, utilizando sierras de alambre u otro equipo de labrado.
2. Labrar el prisma de suelo, girándolo hasta moldear el espécimen según los requisitos establecidos en la sección 7.1. Posteriormente ajustar sus superficies usando una regla enrasadora de acero.

**Notas:**

- Si al realizar el labrado del espécimen se dejan huecos visibles en la superficie de este, rellenar cuidadosamente con suelo remanente del tallado.
  - Manejar cuidadosamente el espécimen para minimizar alteraciones, cambios en la sección transversal o en el contenido de humedad.
  - El labrado debe ser realizado en un cuarto de humedad controlada, donde se reduzca al mínimo el cambio en el contenido de humedad.
3. Colocar en el desecador el espécimen labrado y luego determinar su contenido de humedad al 0.1 %, utilizando el suelo remanente del labrado, según el método de prueba D 2216, “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo y rocas”.
  4. Retirar el espécimen del desecador y tomar tres veces la altura de éste al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realizar estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas

tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.

5. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrar como el diámetro promedio del espécimen ( $D_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
6. Determinar y registrar la masa del espécimen labrado con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
7. Colocar nuevamente el espécimen preparado, ya sea en un desecador, en un recipiente hermético o en una bolsa plástica, para impedir cualquier pérdida de humedad hasta el momento de ensayarlos.
8. Proseguir según la sección 7.3 “montaje del espécimen”.

#### 7.2.2 *Especímenes de muestras inalteradas (extraídas con tubo muestreador):*

1. Tomar cuidadosamente un espécimen evitando en lo posible cualquier pérdida de humedad y cambio en sus dimensiones.
2. Cortar los extremos de las superficies planas y perpendiculares al eje longitudinal del espécimen, procurando que se mantengan las características del contenido de humedad y de la sección transversal de éste.
4. Realizar los pasos del 3 al 8 de la sección 7.2.1.

**Nota:** Cuando en el espécimen haya guijarros, irregularidades excesivas o resulte que se desmenuza fácilmente en los extremos, puede rellenarse con porciones del mismo suelo para ajustar las irregularidades y producir la superficie deseada. Un procedimiento alternativo podría ser el de cabecear los especímenes con un espesor mínimo de yeso de París, de grout o de algún material similar. En este caso la disposición para el drenaje del espécimen tendría que ser proporcionada por los agujeros en el cabezal.

#### 7.2.3 *Especímenes de muestras alteradas:*

La preparación de esta clase de especímenes, necesitan ser compactados directamente sobre el cabezal inferior, el cual se encuentra unido a la base de la cámara triaxial, esto es requerido para prevenir la alteración del espécimen.



*7.2.3.1 Método de fluviación a través de agua (aplicable únicamente a suelos granulares):*

1. Tomar una porción suficiente del suelo a ensayar y saturarlo inicialmente en un recipiente o contenedor.
2. Colocar una membrana de goma látex humedecida en el interior de un molde, para elaborar el espécimen de prueba.
3. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
4. Vertir el suelo saturado en el interior del molde y compactar por vibración a la densidad requerida.

**Nota:** El espécimen puede ser vibrado ya sea en los lados del molde o en la base de la cámara triaxial, usando una variedad de instrumentos. Éstos pueden consistir en lo siguiente: Golpeando ligeramente con una cuchara, una barra de metal o alternativamente se puede utilizar un vibrador mecánico o eléctrico.

5. Luego, Tomar tres veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realice estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y regístrelo como la altura promedio del espécimen (h<sub>prom</sub>) en el formato correspondiente.
6. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y regístrarlo como el diámetro promedio del espécimen (D<sub>prom</sub>) en el formato correspondiente.
7. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
8. Proseguir según la sección 7.3 “montaje del espécimen”.

*7.2.3.2 Método de preparación seca (aplicable únicamente a suelos granulares):*

1. Colocar un extremo de la membrana de goma látex en el cabezal inferior de la cámara triaxial.
2. Asegurar un anillo sobre la membrana de goma látex y sellarla junto con el cabezal inferior.
3. Colocar un molde partido sobre el cabezal inferior.

4. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del molde partido sosteniéndola por la orilla y extendiéndola hacia arriba.
5. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
6. Vertir la muestra de suelo dentro del molde partido a través del tamiz, el cual debe ser retirado lentamente para que se forme el espécimen.

**Notas:**

- Si se desea una mayor densidad en el espécimen el molde puede ser vibrado.
  - La densidad del espécimen puede ser controlada variando el tamaño de la abertura del tamiz.
7. Luego, Tomar tres veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realizar estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen (h<sub>prom</sub>) en el formato correspondiente.
  8. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen (D<sub>prom</sub>) en el formato correspondiente.
  9. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
  10. Proseguir según la sección 7.3 “montaje del espécimen”.

*7.2.3.3 Método de compactación por apisonamiento (aplicable a suelos granulares o cohesivos, secados al aire o húmedos):*

1. Tomar una porción del suelo a ensayar entre 2 y 3 Kg.
2. Disgregar el suelo y tamizar por la malla No.4. Posteriormente colocarlo en un recipiente con su respectiva identificación y desmenuzar completamente los grumos en el suelo del material que paso la malla No.4, teniendo el cuidado de no reducir el tamaño natural de las partículas individuales.
3. Tomar una cantidad de entre 1 y 1.5 Kg de suelo para la compactación, agregar agua y mezclar completamente hasta producir el contenido de agua deseado.

4. Almacene el material en un recipiente hermético o en bolsas plásticas y déjelo reposar durante un tiempo mínimo de 16 horas.
5. Posteriormente colocar un extremo de la membrana de goma látex en el cabezal inferior de la cámara triaxial.
6. Asegurar un anillo sobre la membrana de goma látex para sellarla junto con el cabezal inferior.
7. Colocar un molde partido sobre el cabezal inferior de la cámara triaxial, el cual debe poseer las dimensiones según los requisitos establecidos en 7.1.
8. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del molde partido sosteniéndola por la orilla y extendiéndola hacia arriba.
9. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
10. Colocar el suelo preparado dentro del molde (por lo menos en 6 capas) y compáctarlo a la densidad deseada utilizando un apisonador que posea un diámetro igual o menor a la mitad del diámetro del molde.

**Notas:**

- Escarificar la superficie de cada capa de suelo compactada con el objetivo de lograr la adherencia entre las capas.
  - Los especímenes pueden ser compactados a la densidad deseada por uno de los siguientes métodos: 1) apisonando cada capa de suelo colocada en el molde hasta llevar la masa acumulada a un volumen conocido, 2) ajustando el número de capas, el número de golpes por capas y la fuerza de apisonamiento para compactar cada capa.
11. Luego, Tomar tres veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realice estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  12. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $D_{prom}$ ) en el formato correspondiente.

13. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
14. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.3.4 Método de compactación por vibración seca o húmeda (aplicable a suelos granulares húmedos o secados al horno):*

1. Seguir los pasos del 1 al 14 de la sección 7.2.3.3 “Método de compactación por apisonamiento” con la única diferencia que cada capa colocada en el molde ahora será vibrada, en lugar de utilizar un apisonador.

**7.3 Montaje del espécimen:**

Consiste en las operaciones que hay que efectuar para colocar el espécimen de suelo en la base de la cámara triaxial y ajustar a él todos los dispositivos necesarios para la medición de la carga, deformación, presión de poro. La técnica a seleccionar para el montaje dependerá básicamente de la condición alterada o inalterada del espécimen, así como también de si el espécimen puede soportarse sin la membrana de goma látex y si puede ser manipulado sin experimentar alteración alguna, como a continuación se detalla:

*7.3.1 Especímenes inalterados:*

1. Colocar sobre el cabezal inferior de la cámara triaxial en secuencia continua: piedra porosa- espécimen de suelo- piedra porosa- cabezal superior.
2. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del expansor de membrana. Aplicar un vacío al expansor para forzar a la membrana de goma látex contra su superficie interna y después deslícelo cuidadosamente sobre el espécimen, luego, remover el vacío del expansor de membrana.

**Nota:**

La membrana de goma látex debe ser introducida en el espécimen y realizar las operaciones de ajuste para sellarla junto a los cabezales superior e inferior lo más rápido posible para prevenir la pérdida de humedad.

3. Remover el expansor de membrana.
4. Colocar el cabezal superior sobre el espécimen.
5. Colocar los anillos selladores alrededor de los cabezales superior e inferior con ayuda del expansor.

- Unir las conexiones de presión del panel de limpieza/presurización al cabezal superior e inferior. Posteriormente proceder según la sección 7.4.

7.3.2 *Especímenes remoldeados (especimen denso no saturado):*

- Proceder de manera similar a como se describe en 7.3.1.

7.3.3 *Especímenes remoldeados (Especímenes sueltos no saturados, saturados o parcialmente saturados):*

- Colocar sobre el espécimen (el cual fue preparado en el apartado 7.2.3) y dentro de la membrana de goma látex una piedra porosa seguida del cabezal superior.
- Colocar un anillo sobre el cabezal superior para sellar la membrana de goma látex contra éste.
- Retirar el molde partido y si el espécimen no se puede apoyar, será necesario aplicar un pequeño vacío a través de una cámara de burbuja, ver figura 3.24, con un valor de menos de la mitad de la tensión efectiva final deseada o de 10 pulgadas de mercurio, la menor de las dos.

**Notas:**

- Si no existen burbujas, quiere decir que se ha obtenido un sello hermético, pero si estas continúan estando presentes en la cámara, deberá revisarse si existen fugas, lo cual puede ser causado por defectos en las conexiones, agujeros en la membrana de goma látex o que los sellos de los cabezales superior e inferior estén defectuosos.
- Las fugas a través de agujeros en la membrana pueden ser eliminadas con frecuencia cubriendo su superficie con caucho de látex o por medio de una segunda membrana.

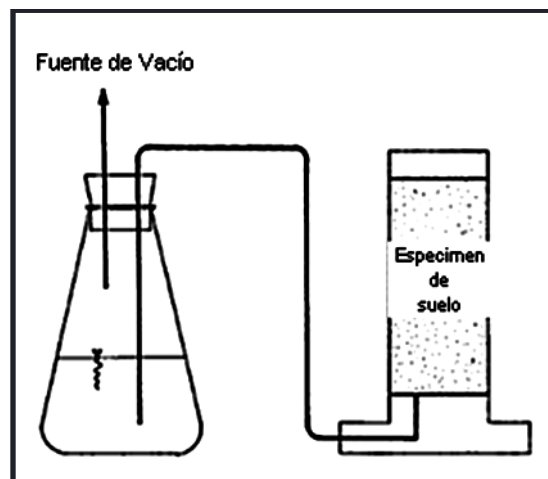


Figura 3.24 Método de aplicación de vacío a una muestra de suelo para la prueba triaxial cíclica.

[Norma ASTM D 3999-91].

4. Unir las conexiones de la presión del panel de limpieza/presurización al cabezal superior e inferior.
5. Colocar la placa superior sobre las barras de lazo.
6. Insertar la barra de carga a través del sello ensamblado y conectarla con el cabezal superior.

**Nota:** Es importante que la conexión de la barra de carga al cabezal superior sea ajustada para eliminar problemas de mal funcionamiento.

7. Colocar y ajustar la cámara en su posición.
8. Colocar la celda triaxial de presión en el marco cíclico de carga.
9. Hacer fluir el líquido de confinamiento en la cámara.
10. Proseguir con la sección 7.4 “Ejecución”.

## **7.4 Ejecución:**

### **7.4.1 Saturación:**

Consiste en llenar con agua los espacios vacíos dentro del espécimen, sin un preesfuerzo indeseable o permitiendo que el espécimen se hinche bajo los esfuerzos de consolidación efectivos deseados.

Si se desea ensayar el espécimen en una condición saturada entonces seguir los lineamientos del procedimiento que se da en esta sección. Si se desea ensayar el espécimen en una condición no saturada entonces proceder según 7.4.2.

#### *7.4.1.1 Especímenes que requieren tensiones de consolidación mayores de 103 Kpa (14.7 PSI):*

1. Abrir la válvula de control del vacío y aplicarlo al espécimen y al sistema de drenaje, con el objetivo de eliminar cualquier burbuja de aire existente y realizar el ensayo en una condición completamente saturada.

**Nota:** Aplicar el vacío más grande que esté disponible, de tal forma que se permita que el agua desaireada se filtre lentamente a través del espécimen hasta el fondo. El movimiento ascendente del agua debe ser lo suficientemente lento como para reducir al mínimo el atrapamiento de posibles burbujas de aire y evitar una alteración significativa del espécimen, así como de tener cuidado que los finos no estén siendo lavados.

2. Conectar la válvula de drenaje al espécimen de tal manera que se permita que el agua sature el sistema (líneas, discos porosos, dispositivo de la presión de poro, papel filtro y discos) y a la muestra mientras se mantiene el vacío.

**Notas:**

- Otra manera de cómo saturar el sistema de drenaje es por ebullición de los discos porosos y permitiendo que el agua desaireada atraviese el sistema antes del montaje del espécimen.
- Quitar el aire tanto como sea posible (antes de aplicar la contrapresión), hará disminuir la contrapresión requerida para la saturación.

3. Observar si aparece agua en la bureta que está en comunicación con el cabezal del espécimen, si es el caso llene el resto de la bureta con agua desaireada y simultáneamente Reducir el vacío e incremente la presión de la cámara hasta que la presión de poros del espécimen se encuentre a la presión atmosférica y la presión de la cámara sea de 103 Kpa (14.7 PSI).

**Notas:**

- La contrapresión en el espécimen en cada paso, debe ser tal que se mantenga un esfuerzo de confinamiento efectivo de menos de 103 Kpa (14.7PSI).
- La condición isotrópica de esfuerzos se puede mantener mientras se ejerce la contrapresión; transmitiendo la carga axial a la barra de carga según el procedimiento descrito en 7.4.2.

4. Evaluar el grado de saturación en intervalos apropiados, midiendo el parámetro de presión de Poro B de Skepton, como sigue a continuación:

- 4.1 Cerrar las válvulas de drenaje y aumentar la presión de la cámara en 35 Kpa (5 PSI).

**Nota:** La cantidad de incremento en la presión de la cámara debe ser menor que los esfuerzos efectivos deseados.

- 4.2 Determinar y registrar el valor máximo de la presión de poro inducida, después de aproximadamente 2 minutos.

**Notas:**

- En muchos especímenes, la respuesta inmediata de la presión de poro es de una disminución para luego aumentar levemente con el tiempo. Si esto ocurre, los valores de  $\Delta u$  se deben graficar con el tiempo y la presión de poros asintótica que se obtenga se denominará como el cambio en la presión de poro ( $\Delta u$ ).
- Un aumento grande de  $\Delta u$  con el tiempo y con los valores de  $\Delta u$  mayores a  $\sigma_3$  ( $\Delta u > \sigma_3$ ) puede ser un indicativo de alguna fuga de líquido de la cámara.
- Los valores de  $\Delta u$  que disminuyen con el tiempo pueden indicar una fuga en alguna parte del sistema de medición de la presión de poro localizado fuera de la cámara o por una saturación incompleta.

- 4.3 Calcular el valor de B usando la siguiente ecuación:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3$$

Ec.3.2

Donde:

$\Delta u$  = Cambio en la presión de poros del espécimen; el cual ocurre como resultado de un cambio en la presión de la cámara, cuando las válvulas de drenaje del espécimen están cerradas y

$\Delta \sigma_3$  = Cambio en la presión de la cámara.

4.4 Verificar las siguientes condiciones:

- a) Un valor de B igual o superior a 0.95 ( $B \geq 0.95$ ) se considera aceptable para las arenas.
- b) Si B es menor de 0.95 ( $B < 0.95$ ): Vuelva aplicarse la misma presión de confinamiento (presión de la cámara menos la contrapresión) ya sea reduciendo la presión de la cámara por 35 Kpa (5 PSI) o alternativamente aumentando la contrapresión en 35 Kpa (5 PSI). Si B continua aumentando con el incremento de la contrapresión prosígase con la saturación, paso 2 de esta sección.
- c) Si B es igual o mayor de 0.95 ( $B \geq 0.95$ ) o si una grafica de B vs. la “contrapresión”; no indica ningún aumento posterior de B con incrementos sucesivos de la contrapresión, iniciar el proceso de consolidación, según la sección 7.4.2.

*7.4.1.2 Especímenes que requieren tensiones de consolidación menores de 103 Kpa (14.7 PSI):*

1. Seguir el mismo procedimiento de la sección anterior “especímenes que requieren tensiones de consolidación menores de 103 Kpa (14.7 PSI)”, con la única diferencia de que los esfuerzos obtenidos en el paso 4.4, por medio del paso 1 sean reducidos a un nivel que no produzcan sobre consolidación.

#### **7.4.2 Consolidación:**

El objetivo de esta fase de la prueba, es permitir que el espécimen alcance el equilibrio en una condición drenada bajo el esfuerzo de consolidación efectivo para el cual se desee. Durante la consolidación los datos obtenidos son utilizados en la determinación de la consolidación completa del espécimen.

1. Verificar el cierre de las válvulas de drenaje del espécimen.



2. Aplicar en el espécimen el máximo de la contrapresión y mantenerlo constante, luego incrementar la presión en la cámara hasta que la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión sea igual al esfuerzo efectivo de consolidación deseado.

**Notas:**

- En los casos donde cantidades significativas de finos sean lavados del espécimen debido a altos gradientes hidráulicos iniciales, es permitido aumentar gradualmente la presión en la cámara a la presión total deseada durante un período de hasta 10 minutos con las válvulas de drenaje abiertas. Si esto se hace, el registro de los datos debe comenzar inmediatamente después que se alcanza la presión total.
  - En ciertas circunstancias, puede ser deseable la consolidación en etapas, especialmente cuando se utiliza drenaje radial.
3. Aplicar una carga axial ( $P_s$ ) a la barra de carga (que se ajustó al cabezal superior) para compensar la fuerza con la que se levanta hasta que el espécimen se mantenga en un estado de esfuerzos isotrópico u otro conocido, calculada con la siguiente ecuación:

$$P_s = \sigma_3 A_r - M \quad \text{Ec. 3.3}$$

Donde:

$P_s$  = Corrección de la carga estática de la barra de carga, Kpa.

$M$  = Masa de la barra de carga y del cabezal superior, Kpa.

$\sigma_3$  = Presión de la cámara, Kpa.

$A_r$  = Área de la sección transversal de la barra de carga,  $\text{cm}^2$ .

4. Hacer una lectura inicial en la bureta (la cual mide el cambio de volumen en el espécimen) y Abrir las válvulas apropiadas para el drenaje de modo que el espécimen pueda drenar en ambos extremos dentro de la bureta.

**Nota:** Ver sección 6, “dispositivo de medición del cambio de volumen”.

6. Observar y registrar las lecturas en la bureta en los intervalos de tiempo transcurrido de 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 4, 8 y 15 minutos, posteriormente a esta última lectura registrar además las lecturas del indicador de deformación (con una precisión de 0.025 mm) para los tiempos de 30 min, 1, 2, 4, y 8 h obtenidas cuidadosamente con la unión de la barra de carga con el cabezal superior del espécimen.

**Notas:**

- Si las lecturas de la bureta y del indicador de deformación se grafican contra la raíz cuadrada del tiempo, los intervalos de tiempo en los cuales se tomaron las lecturas pueden ser ajustados de tal manera de obtener raíces cuadradas exactas, por ejemplo, 0.09, 0.25, 0.49, 1, 4, 9 minutos, etc.
  - Dependiendo del tipo de suelo, los intervalos de tiempo se pueden cambiar a intervalos convenientes que permitan una definición adecuada del cambio de volumen contra el tiempo.
8. Graficar las lecturas de la bureta y del indicador de deformación contra el logaritmo o la raíz cuadrada del tiempo transcurrido, considerando lo siguiente:
- 8.1 Si las lecturas se trazan contra el logaritmo del tiempo transcurrido, permitir que continúe la consolidación por lo menos en un ciclo logarítmico del registro del tiempo o por un período de una noche después de una reducción marcada en la pendiente que demuestre que se ha alcanzado el 100 % de la consolidación primaria.
- 8.2 Si las lecturas se trazan contra la raíz cuadrada del tiempo transcurrido, permitir que continúe la consolidación por lo menos 2 h después que se haya alcanzado el 100 % de la consolidación primaria.
- Nota:** Si existe una desviación marcada entre las pendientes de las curvas de la bureta y del indicador de deformación hacia el final de la consolidación, basado en las lecturas del indicador de deformación; esto denota fugas de líquido de la cámara dentro del espécimen y la prueba deberá ser concluida.
9. Determinar el tiempo para el 50 % de la consolidación primaria,  $t_{50}$ , de acuerdo con los lineamientos de uno de los procedimientos en el método de prueba D 2435 “Método de prueba de consolidación unidimensional de suelos”.
10. Proseguir según la sección 7.4.3 “Proceso de carga o deformación cíclica”.

**7.4.3 Proceso de carga o deformación cíclica:**

Consiste en someter al espécimen de suelo a una serie de esfuerzos repetitivos de tensión y compresión hasta que se produzca la falla o hasta llegar a un esfuerzo cíclico predeterminado.

**Notas:**

- Un suelo se comporta típicamente como un sólido elástico que exhibe una respuesta no destructiva ante la aplicación de un proceso de carga cíclica bajo un nivel de deformación umbral de corte de  $< 10^{-2}$  %. Por encima de este nivel de deformación, la respuesta del espécimen es ya sea elastoplástico o plástica y por lo tanto destructivo.

- El nivel real de deformación umbral es dependiente de la rigidez inicial del espécimen. Un material suave tendrá un nivel de deformación umbral más alto, mientras que un material duro tendrá un nivel de deformación umbral más bajo.
  - El desarrollo de una curva del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y de la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) contra la deformación de corte ( $\gamma$ ), requiere ya sea del ensayo de una serie de especímenes, cada uno en un nivel específico de deformación, o experimentar en un sólo espécimen con diversos procesos de carga. Efectuar procesos de carga implica el uso de niveles progresivamente más altos de carga o deformación cíclica.
  - Después de haber concluido con el proceso descrito en los pasos siguientes y con la orientación de un ingeniero, se puede entonces proceder a abrir las válvulas de drenaje para restablecer el esfuerzo de consolidación efectiva o para mantener el exceso existente de la presión de poros del agua antes de seguir a un nivel de carga o deformación más alto.
1. Formar una amplia bolsa de aire en la parte superior de la cámara triaxial, drenando el agua desde la cámara sin permitir que la presión de la cámara disminuya.  
**Nota:** La bolsa de aire se requiere para que el movimiento de la barra de carga dentro y fuera de la cámara triaxial durante el proceso de carga o deformación cíclica no cree fluctuaciones en la presión de la cámara.
  2. Cerrar las válvulas de drenaje y cargar cíclicamente al espécimen durante 40 ciclos, con la mitad del primer ciclo en compresión usando valores de carga sinusoidal de 0.5 a 1 Hz o con valores de deformación axial, eligiendo una de las formas siguientes:
    - 2.1 **Para carga cíclica constante:** La magnitud de la carga cíclica que se aplicará para una relación de esfuerzos requerida, SR, se determinará con la ecuación siguiente:

$$P_c = 2 \cdot \sigma'_{3c} \cdot SR \cdot A_c \quad \text{Ec.3.4}$$

Donde:

$P_c$  = Estimado de la carga cíclica aplicada al espécimen, Kpa.

$\sigma'_{3c}$  = Presión de consolidación (presión de la cámara menos la contrapresión), Kpa/cm<sup>2</sup>.

SR = Relación de esfuerzos requerida ( $\pm\sigma_d$ )/( $2\sigma_{3c}$ ) y

$A_c$  = Área del espécimen después de la consolidación, cm<sup>2</sup>.

**Nota:** Refiérase a la sección 8.2.2.1, para el procedimiento de cálculo de  $A_c$ .

**2.2 Para de formación cíclica constante:** Seleccionar una deformación de corte requerida de una única amplitud y calcule de acuerdo a la ecuación 3.18 (sección de cálculos) la deformación axial requerida ( $\epsilon_{SA}$ ), posteriormente determinar el resultado de la deformación de una sola amplitud usando la expresión siguiente:

$$L_{SA} = \epsilon_{SA} \times L_S \quad \text{Ec.3.5}$$

Donde:

$L_{SA}$  = Deformación de una sola amplitud, m (pulg.)

$\epsilon_{SA}$  = Deformación axial de una sola amplitud (adimensional)

$L_S$  = Longitud de la muestra de prueba, m (pulg.)

4. Mantener la presión de la cámara constante y registrar la carga axial, la deformación axial y si es posible el cambio en la presión de poros con el tiempo durante el proceso de carga o deformación cíclica.

**Notas:**

- La carga cíclica se desarrolla controlando las cargas máximas y mínimas con una velocidad de aplicación de la carga constante. Cuando se alcanza la carga máxima o mínima indicada en el programa de ensayo, la dirección de la carga se invierte. Esto se realiza hasta que la muestra falle o hasta alcanzar un número de ciclos máximo previamente establecido (para los ensayos N=40).
- Bajo el control de carga, de suave a medio fuerte, los suelos experimentarán una deformación permanente.

La deformación permanente es causada típicamente por una carga cíclica levemente desbalanceada o por una consolidación anisotrópica. Como resultado de esta compresión, según lo demuestra esquemáticamente la figura 25, la gráfica de la carga contra la deformación ( $\Delta$ ), (lazos de histéresis), tenderá a moverse a lo largo del eje de la deformación. Por lo que la determinación del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) para cualquier nivel de deformación; dependen de la habilidad para identificar distintos lazos de histéresis, lo cual se torna importante para restringir el error máximo absoluto ( $\Delta c$ ), entre dos picos sucesivos, según se puede ver en la fig. 3.25, para 0.0001 pulg.

Para una muestra que posea una longitud de 127 milímetros (5 pulg.) esto corresponde a una deformación axial del 0.2 %. Si el error absoluto excede este valor los datos no son válidos.

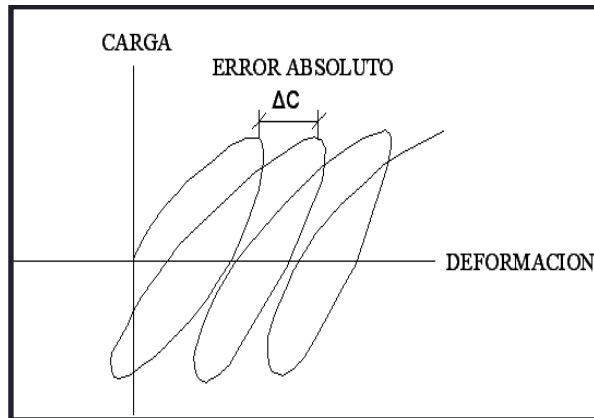


Figura 3.25 Definición de error absoluto.

[Norma ASTM D 3999-91].

#### 7.4.4 Remoción del espécimen:

Posteriormente al proceso de carga o deformación cíclica (sección 7.4.3) proceder al retiro del espécimen en base a los pasos siguientes:

1. Reducir a cero la carga axial de la barra de carga y reducir gradualmente la presión de la cámara y la contrapresión a cero.
2. Cerrar las válvulas de drenaje del espécimen.
3. Remover rápidamente el espécimen del aparato de modo que no tenga tiempo para absorber el agua de los discos porosos.
4. Retirar la membrana de goma látex, piedras porosas y cabezal superior (además de las tiras de papel filtro si fueron utilizadas) y determinar el contenido de agua del espécimen total de acuerdo con el procedimiento descrito en el método D 2216 “Método de ensayo para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas”.

#### Notas:

- El agua libre restante en los especímenes de suelos cohesivos después de que se retire la membrana debe ser eliminada antes de determinar el contenido de agua.
  - En casos donde haya poco suelo, el espécimen se debe pesar antes de labrarlo para realizar las respectivas pruebas de las propiedades índices y una porción representativa del espécimen se debe utilizar para determinar su contenido de agua final.
5. Realizar un dibujo o tomar una fotografía del espécimen.
  6. Proseguir según la sección 8 “Cálculos”.

## 8. Cálculos.

### 8.1 Propiedades índices del espécimen:

8.1.1 Calcular el contenido inicial de agua ( $\omega\%$ ), tal como lo describe el método D 2216 “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas”:

$$\omega\% = \frac{W_{\text{agua}}}{W_{\text{sólidos}}} \times 100 \quad \text{Ec.3.6}$$

Donde:

$\omega\%$  = Contenido de agua, %.

$W_{\text{agua}}$  = Peso del agua en el espécimen, g (lb).

$W_{\text{sólidos}}$  = Peso de las partículas sólidas, g (lb).

8.1.2 Volumen de los sólidos, ( $V_s$ ):

$$V_s = \frac{W_{\text{sólidos}}}{G_s(\rho_{\text{agua}})} \quad \text{Ec.3.7}$$

Donde:

$V_s$  = volumen de los sólidos, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$G_s$  = Gravedad específica de los sólidos, adimensional.

$\rho_{\text{agua}}$  = Densidad del agua, mg/m<sup>3</sup> (lb/pulg.<sup>3</sup>)

**Nota:** La gravedad específica de los sólidos puede ser determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 o puede ser asumida basándose en resultados de pruebas anteriores.

8.1.3 Relación de vacíos inicial, ( $e_0$ ):

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Ec.3.8}$$

Donde:

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

$V_v$  = Volumen de vacíos = volumen del agua + volumen de aire =  $V_w + V_a$

8.1.4 Grado inicial de saturación, (S):

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega G_s}{e_0} \quad \text{Ec.3.9}$$

Donde:

S= Grado de saturación, %.

$G_s$ = Gravedad específica de los sólidos, adimensional.

$e_0$ = Relación de vacíos inicial.

**Nota:** La gravedad específica de los sólidos puede ser determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 o puede ser asumida basándose en resultados de pruebas anteriores.

8.1.5 Peso específico seco inicial del suelo, ( $\gamma_d$ ):

$$\gamma_d = \frac{W_{sólidos}}{V_T} \quad \text{Ec.3.10}$$

Donde:

$V_T = V_S + V_V =$  Volumen total del espécimen, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>)

**Nota:** El volumen total del espécimen deberá ser calculado con las dimensiones iniciales del espécimen.

## 8.2 Propiedades del espécimen después de la consolidación:

8.2.1 Calcular la altura del espécimen después de la consolidación como sigue:

$$H_c = H_0 - \Delta H \quad \text{Ec.3.11}$$

Donde:

$H_c$ = Altura del espécimen después de la consolidación, mm (pulg.)

$H_0$ = Altura inicial del espécimen, mm (pulg.)

$\Delta H$ = Cambio en la altura del espécimen al final de la consolidación, mm (pulg.),

8.2.2 Calcular el área de la sección transversal del espécimen, después de la consolidación ( $A_c$ ), seleccionando uno de los métodos (A ó B) y usando las unidades consistentes en cada uno de ellos.

**Nota:** La elección del método que se utilizará, depende si se han registrado los datos de corte antes que se realice la prueba (en este caso puede ser utilizado el método de prueba A), de cualquier forma, puede elegirse entre los dos métodos de prueba de acuerdo al punto de vista de una persona calificada que considere las condiciones en las que se encuentre el espécimen después de la consolidación.

### 8.2.2.1 Método de prueba A:

$$A_c = (V_o - \Delta V_{sat} - \Delta V_c) / H_c \quad \text{Ec.3.12}$$

Donde:

$A_c$  = Área de la sección transversal del espécimen después de la consolidación, mm<sup>2</sup> (pulg.<sup>2</sup>).

$V_o$  = Volumen inicial del espécimen, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$\Delta V_c$  = Cambios en el volumen del espécimen durante la consolidación según lo indican las lecturas de la bureta mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$\Delta V_{sat}$  = Cambio en el volumen del espécimen durante la saturación, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>)

$$\Delta V_{sat} = 3 V_o \Delta H_s / H_o \quad \text{Ec.3.13}$$

Donde:

$\Delta H_s$  = Cambios en la altura del espécimen durante la saturación mm (pulg.).

### 8.2.2.2 Método de prueba B:

$$A_c = V_{wf} + V_s / H_c \quad \text{Ec.3.14}$$

Donde:

$A_c$  = Área de la sección transversal del espécimen después de la consolidación, mm<sup>2</sup> (pulg.<sup>2</sup>).

$V_{wf}$  = Volumen final de agua (basado en el contenido de agua) mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$V_s$  = Volumen de los sólidos, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

8.2.3 Usando las dimensiones calculadas del espécimen después de la consolidación y asumiendo que el contenido de agua después de la consolidación es igual al contenido de agua final, calcular la relación de vacíos y el grado de saturación finales.

**Nota:** En este método de prueba, las ecuaciones se escriben de tal forma que la compresión y la consolidación son consideradas positivas.

## 8.3 Cálculos para el lazo o ciclo de histéresis:

Los cálculos se realizan para cada ciclo individual de histéresis usando un formato como el que se muestra en la figura 3.26 o su equivalente.

8.3.1 Cálculo de la razón de amortiguamiento del suelo ( $\xi$ ) para un ciclo de histéresis dado:



$$\xi = \frac{A_L}{4\pi A_T} \times 100 \quad \text{Ec.3.15}$$

Donde:

$\xi$  = Razón de amortiguamiento del suelo, %.

$A_L$  = Área del ciclo de histéresis, mm<sup>2</sup>

$A_T$  = Área del triángulo sombreado, mm<sup>2</sup>, mostrado en el gráfico 3.2.

8.3.2 Calcular el módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) para un ciclo de histéresis dado:

$$E_d = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \times \frac{L_s}{A_s} \quad \text{Ec.3.16}$$

Donde:

$E_d$  = Módulo de elasticidad dinámico, Kpa (Lb/in<sup>2</sup>),

$L_{DA}$  = Doble amplitud de carga, KN (Lb),

$S_{DA}$  = Doble amplitud de deformación. mm (pulg.)

$L_s$  = Altura del espécimen despues de la consolidación, mm (pulg.) y

$A_s$  = Área del espécimen despues de la consolidación, mm<sup>2</sup> (pulg.<sup>2</sup>).

8.3.3 Cálculo de la deformación axial de una sola amplitud ( $\epsilon_{SA}$ ) para un lazo de histéresis dado:

$$\epsilon_{DA} = \frac{S_{DA}}{L_s} \quad \text{Ec.3.17}$$

$$\epsilon_{SA} = \frac{\epsilon_{DA}}{2} \quad \text{Ec.3.18}$$

Donde:

$\epsilon_{DA}$  = Doble amplitud de la deformación axial, adimensional, y

$\epsilon_{SA}$  = Deformación axial de una sola amplitud, adimensional.

$L_s$  = Altura del espécimen despues de la consolidación, mm (pulg.)

$S_{DA}$  = Doble amplitud de deformación. mm (pulg.)


## 9. Información mínima que contendrá el informe de la prueba.

### 9.1 Reporte la siguiente información:

- ✓ Identificación y una descripción visual del espécimen, incluyendo la clasificación del tipo de suelo, de acuerdo con la práctica D 2488 y si el espécimen es inalterado o remodelado (indicar el método de preparación).

- ✓ Los valores del límite líquido y límite plástico y si éstos han sido determinados de acuerdo con el método de prueba D 4318.
- ✓ El valor de la gravedad específica de los sólidos y anotar si fue determinada de acuerdo con el método de prueba D 854.
- ✓ Análisis del tamaño de las partículas de suelo y si se determinó con el método de prueba D 422.
- ✓ Peso específico seco inicial del espécimen ( $\gamma_s$ ), relación de vacíos ( $e_0$ ), contenido de agua ( $w$ ) y grado de saturación ( $S$ ).
- ✓ Altura ( $H_{prom}$ ) y diámetro ( $D_{prom}$ ) inicial del espécimen.
- ✓ Método que se siguió para saturar el espécimen (es decir, método seco o húmedo).
- ✓ Contrapresión total.
- ✓ El parámetro de la presión de poros  $B$  al final de la saturación.
- ✓ Esfuerzo efectivo de consolidación.
- ✓ El tiempo para el 50 % de la consolidación primaria.
- ✓ Peso específico seco del espécimen, relación de vacíos, contenido de agua y grado de saturación después de la consolidación.
- ✓ Área de la sección transversal del espécimen después de la consolidación y el método usado para su determinación A ó B.
- ✓ El lazo de histéresis para cada carga o nivel de deformación en los ciclos del 1 al 5, 10, 20, y 40.
- ✓ Gráfica del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) contra el logaritmo de la deformación axial para una sola amplitud, usando los datos del ciclo número 1, a menos que sea solicitado de otra manera.
- ✓ Dibujo o fotografía del espécimen después del ensayo.
- ✓ Observaciones y/o anotaciones con respecto a cualquier condición inusual o alguna información necesaria para interpretar correctamente los resultados obtenidos.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES



“ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA”

ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO PARA LA DETERMINACION DEL MODULO DE YOUNG Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO  
ASTM D 3999-91.

**INFORMACIÓN GENERAL:**

Proyecto : \_\_\_\_\_ Corrida : \_\_\_\_\_  
Lugar de procedencia : \_\_\_\_\_ Movimiento : \_\_\_\_\_  
Fecha : \_\_\_\_\_ No. de probeta : \_\_\_\_\_  
Calculado por : \_\_\_\_\_ Revisado por : \_\_\_\_\_

**DATOS DEL ESPÉCIMEN (INICIALES):**

$D_{prom} = \text{_____ cm}$      $M_e^* = \text{_____ g}$      $G_s = \text{_____}$      $\sigma'_{3C} = \text{_____}$   
 $H_{prom} = \text{_____ cm}$      $V_e = \text{_____ cm}^3$      $\omega = \text{_____ \%}$      $\sigma_{CP} = \text{_____}$   
 $A_{prom} = \text{_____ cm}^2$      $\gamma_e = \text{_____ g/cm}^3$      $S_w = \text{_____ \%}$

**DATOS DEL ESPÉCIMEN (FINALES):**

$M_e = \text{_____ g}$      $\omega = \text{_____ \%}$      $S_w = \text{_____ \%}$

**AMORTIGUAMIENTO:**

$A_L = \text{Área del lazo: _____ N-mm.}$   
 $A_T = S \times L : \text{_____ N.} \times \text{_____ mm.} = \text{_____ N-mm.}$   
 $\xi = \frac{A_L}{4\pi A_T} : \text{_____ \%}.$

**MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO Y AL ESFUERZO CORTANTE:**

$L_{DA} : \text{_____ N/mm} \times \text{_____ mm.} = \text{_____ N.}$   
 $S_{DA} : \text{_____ mm/mm} \times \text{_____ mm.} = \text{_____ mm.}$   
 $E = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \times \frac{H_{prom}}{A_{prom}} : \text{_____} \times \text{_____} = \text{_____ N.}$   
 $G = \frac{E}{2(1+\mu)} : \text{_____} / 2(1+ \text{_____}) = \text{_____}$

**DEFORMACIÓN:**

$\epsilon_{DA} = \frac{S_{12}}{L_4} = \text{_____ mm/mm}$   
 $\epsilon_{SA} = \frac{\epsilon_{DA}}{2} = \text{_____ mm/mm}$

**Notas:**

- \*Me = Masa del espécimen.  
- Para la definición de las variables, ver sección 8 de “Cálculos”.

**Figura 3.26 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo. [Fuente: Norma ASTM D 3999-91].**

**10. Variables a controlar en la prueba:**

Las variables más importantes que se deben controlar durante la realización de esta prueba son las siguientes:

## a) Preparación de la muestra:

- ✓ Que la compactación sea uniforme, si el espécimen es remoldeado.
- ✓ Tomar las medidas de altura y diámetro con la mayor precisión posible.
- ✓ Manipular la muestra de una manera adecuada, de tal manera que no se induzcan estados tensionales.
- ✓ Que la saturación y la consolidación sea completa.

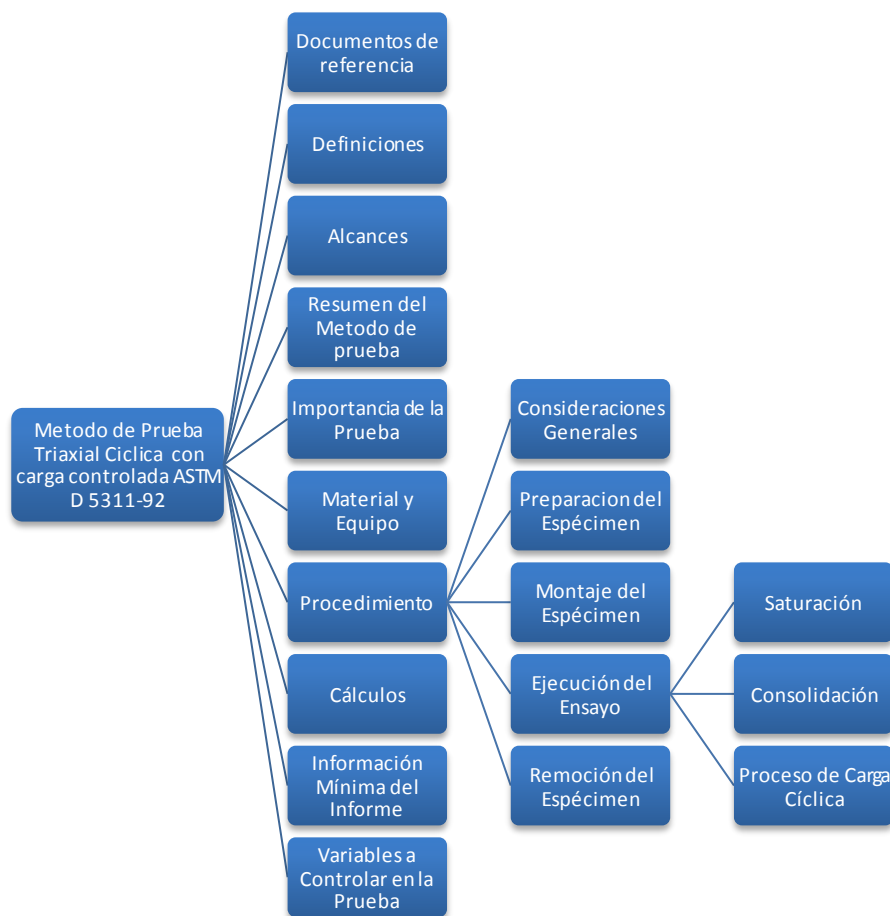
## b) Proceso de carga o deformación cíclica:

Evitar:

- ✓ Cargas muy altas que originen tensiones que corten la probeta.
- ✓ Ciclos de carga no simétricos.
- ✓ Frecuencias de carga que no sean constantes.
- ✓ Amplitudes de carga variable.

### 3.7.2 MÉTODO DE PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA FUERZA TRIAXIAL CÍCLICA CON CARGA CONTROLADA DEL SUELO. (BASADA EN ASTM D 5311 – 92, REAPROBADA EN 1996).

Existen diferentes métodos y ensayos de laboratorio que han sido llevados a cabo para evaluar el potencial de licuefacción y la predicción del desarrollo del exceso de presión de poros bajo condiciones de carga sísmica, para tal propósito se presenta este método de prueba el cual se ha estructurado tomando en cuenta todos aquellos elementos que sirvan de apoyo o complemento para su ejecución. En el esquema 3.3, se presentan las diferentes partes que componen la estructuración de este método de prueba, las cuales en su mayoría han sido tomadas de la norma ASTM D 5311 “Método de prueba para la determinación de la resistencia triaxial cíclica del suelo con carga controlada”.



Esquema 3.3 Estructura del método de prueba Triaxial Cíclico.

## 1. Documentos de referencia.

A continuación se presentan las normas complementarias que sirven de apoyo al Método de prueba Triaxial Cíclico con carga controlada (basado en ASTM D 5311-92), a las cuales se hace referencia en cada etapa de este documento.

### *Normas ASTM:*

- D5311 Método de prueba para la determinación de la resistencia triaxial cíclica con carga controlada del suelo.
- D 422 Método de prueba para el análisis del tamaño de las partículas de suelo.
- D 653 Terminología relacionada a suelos, rocas y fluido contenido en ellos.
- D 854 Método de prueba para la gravedad específica de suelos.
- D1587 Práctica para el muestreo de suelos en tubos de pared delgada.
- D2216 Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas.
- D2850 Método de prueba de compresión triaxial en suelos cohesivos no consolidado-no drenado.
- D4220 Práctica para la preservación, muestreo y transporte de suelos.
- D4253 Método de ensayo para la determinación del índice de densidad máximo y peso unitario de suelos usando mesa vibratoria.
- D4254 Método de ensayo para la determinación del índice de densidad mínimo, peso unitario de suelos y cálculo de la densidad relativa.
- D4767 Método de prueba de compresión triaxial consolidado-no drenado para suelos cohesivos.

## 2. Definiciones.

Se definen cada uno de los términos principales que se utilizarán en este método de prueba, así como la simbología que se empleará, la cual puede diferir de la que presenten otros textos, por lo que cabe aclarar que éstas son útiles únicamente para la aplicación del procedimiento aquí descrito.

### • **Licuefacción:**

Es el fenómeno mediante el cual una muestra de arena saturada pierde una gran parte de su resistencia al esfuerzo cortante (debido a carga monótonica o cíclica) y fluye o se comporta como un líquido hasta que los esfuerzos cortantes actuantes ( $\tau$ ) en la masa de suelo disminuyen

a valores compatibles con la resistencia del suelo licuado, el movimiento se detiene, y el suelo recupera su resistencia y estabilidad.

- **Licuefacción inicial:**

Es la condición en la cual el exceso de la presión pico de poros iguala a la presión efectiva inicial de confinamiento,  $\sigma'_{3c}$ , dando como resultado la falla del espécimen.

- **Relación de la presión de poros completa o al 100%:**

Es la condición en la cual el cambio en exceso de la presión de poros,  $\Delta u$ , es igual a la presión de confinamiento,  $\sigma'_{3c}$ , ( $\Delta u = \sigma'_{3c}$ ).

- **Relación de la presión de poros pico:**

Es la relación máxima de la presión de poros, medida durante una secuencia de un proceso de carga particular.

- **Relación de la presión de poros:**

Es la relación, expresada en porcentaje, del cambio en exceso de la presión de poros,  $\Delta u$ , al esfuerzo principal menor efectivo,  $\sigma'_{3c}$ , al final de la consolidación primaria.

- **Deformación pico (de una sola amplitud):**

Es la deformación axial máxima en compresión o tensión que se produjo durante una secuencia de un proceso de carga particular.

- **Deformación pico a pico (de doble amplitud):**

Es la diferencia entre la deformación axial máxima en compresión y tensión durante un ciclo dado, bajo condiciones de carga cíclica.

### 3. Alcances.

- Este método de prueba cubre la determinación de la fuerza triaxial cíclica (a veces llamada potencial de licuefacción) de suelos saturados en estado inalterado o alterado, por la técnica triaxial cíclica de carga controlada.
- La resistencia triaxial cíclica de un suelo es evaluada de manera relativa de acuerdo a un número de factores, que incluyen: Incremento de la deformación axial, la magnitud del esfuerzo cíclico aplicado, número de ciclos de aplicación de los esfuerzos, desarrollo de excesos de la presión de poros y el estado de esfuerzos efectivos.
- La prueba de resistencia triaxial cíclica se conduce bajo condiciones no drenadas, de manera similar a las condiciones no drenadas encontradas en campo durante un sismo o a través de un evento que produzca un proceso carga cíclica.

- Las pruebas de resistencia triaxial cíclica son destructivas. La falla se puede definir en base al número de ciclos de esfuerzo requerido para alcanzar una deformación límite o hasta alcanzar el 100% de la relación de la presión de poros.
- Este método de prueba es generalmente aplicable a suelos no cohesivos con drenaje libre o con una permeabilidad relativamente alta. Cuando los suelos estén bien graduados, o sean sedimentos o arcillas, debe hacerse un reconocimiento el cual, debe tomarse muy en cuenta para el monitoreo de la presión de poros en los extremos del espécimen o de manera general con valores que representan la presión de poros a través del espécimen. Sin embargo, se puede seguir este método de prueba para los principales tipos de suelo, si se tiene el cuidado de asegurarse que los suelos con algún tipo de problema reciben una consideración especial cuando sean ensayados y cuando se evalúen los resultados obtenidos.
- En general, existen ciertas limitaciones inherentes al usar la prueba triaxial cíclica para simular las condiciones de esfuerzo y deformación de un elemento de suelo en campo durante un sismo, las cuales son:
  - a) Las condiciones de esfuerzo no uniformes dentro del espécimen de prueba, son impuestas por los cabezales en los extremos del espécimen. Esto puede causar una redistribución en la relación de vacíos dentro del espécimen durante la prueba.
  - b) Ocurre un cambio de  $90^\circ$  en la dirección del esfuerzo principal mayor durante la segunda mitad del ciclo del proceso de carga; en especímenes isotrópicamente consolidados.
  - c) El esfuerzo cíclico máximo de corte que se puede aplicar al espécimen es controlado por las condiciones de esfuerzo al final de la consolidación y las presiones de poros generadas durante la prueba. Para un espécimen de prueba que se consolida isotrópicamente y contractivo (el volumen disminuye) en compresión cíclica, el esfuerzo cíclico máximo de corte que se puede aplicar al espécimen es igual a una "mitad" de la presión axial total inicial. Puesto que los suelos no cohesivos no son capaces de tomar tensión, los esfuerzos de corte cíclicos, mayores que este valor tienden a levantar el cabezal superior del espécimen de suelo. Además, como la presión de poro aumenta durante las pruebas realizadas en especímenes isotrópicamente consolidados, la presión de confinamiento efectiva se reduce, contribuyendo a la tendencia del espécimen a estrecharse durante una parte del ciclo de carga en tensión, invalidando los resultados de la prueba más allá de ese punto.



- d) Se recomienda que en la medida de lo posible los especímenes se conserven inalterados, para la prueba con fuerza cíclica, aunque a veces es necesario reconstruir los especímenes de suelo. Se ha demostrado que diversos métodos de reconstrucción de especímenes a la misma densidad pueden dar lugar a fuerzas cíclicas perceptiblemente diferentes. Así también, los especímenes inalterados son, en la mayoría de los casos, más resistentes que los especímenes remoldeados.
- e) La interacción entre el espécimen, la membrana de goma látex y el líquido de confinamiento tiene influencia en el comportamiento cíclico. Los efectos de la membrana no pueden ser considerados fácilmente en el método de prueba o en la interpretación de los resultados de la prueba. La variación de la presión de poro pueden causar cambios en la penetración de la membrana de goma látex en especímenes de suelos no cohesivos. Estos cambios pueden influenciar significativamente en los resultados de la prueba.
- f) La presión total promedio de confinamiento es asimétrica durante la aplicación de esfuerzos de compresión y tensión, cuando la presión de la cámara es constante. Esto es totalmente diferente para esfuerzos simétricos en el caso de cortante simple que se generan en ciertos niveles de licuefacción del suelo.

#### **4. Resumen del método de prueba.**

Un espécimen cilíndrico de suelo es colocado y sellado con una membrana de goma látex hermética en una cámara triaxial donde se sujeta a una presión de confinamiento isotrópica (esfuerzo axial igual al esfuerzo radial). Las conexiones de tuberías/mangueras a los cabezales del espécimen en la parte superior e inferior, permiten el flujo del agua durante la saturación, consolidación y la medida de la presión de poros durante el proceso de carga cíclica. Posteriormente durante la saturación y consolidación, el espécimen se sujeta a una carga axial sinusoidal variable, en donde, la falla puede ser definida cuando el exceso de la presión pico de poros iguala a la presión efectiva inicial de confinamiento, por completo o al 100 % de la razón de poros (a veces llamada licuefacción inicial), o en términos de una deformación cíclica límite o permanente.

Esta prueba se conduce bajo condiciones no drenadas; para aproximar esencialmente, las condiciones no drenadas que se encuentran en campo durante un terremoto o algún otro proceso

de carga dinámico. El proceso de carga cíclica causa, generalmente, un aumento en la presión de poros, dando como resultado una disminución del esfuerzo efectivo y un aumento en la deformación axial cíclica del espécimen.

### **5. Importancia de la prueba.**

- Los resultados de la prueba de resistencia triaxial cíclica se utilizan para evaluar la capacidad de un suelo a resistir esfuerzos cortantes, los cuales son inducidos en la masa de suelo debido a un sismo o algún otro proceso de carga cíclica.
- La prueba de resistencia triaxial cíclica se puede realizar a diferentes valores de presión de confinamiento efectiva (presión de la cámara menos contrapresión) en especímenes consolidados isotrópicamente, proporcionando de esta manera los datos requeridos para estimar la estabilidad cíclica de un suelo.
- Las pruebas de resistencia triaxial cíclica se pueden realizar con una sola presión de confinamiento efectiva, generalmente igual a  $100 \text{ kN/m}^2$  ( $14.5 \text{ lb/in.}^2$ ) o alternativamente presiones que sean apropiadas en especímenes consolidados isotrópicamente para comparar los resultados de la resistencia cíclica de un tipo particular de suelo con el de otros suelos.
- Esta prueba es una técnica comúnmente usada para determinar la resistencia cíclica de un suelo (potencial de licuefacción de un suelo).
- La resistencia cíclica o potencial de licuefacción depende de muchos factores, incluyendo densidad, presión de confinamiento, esfuerzo cortante cíclico aplicado, historia de esfuerzos, estructura de los granos de suelo, edad del depósito de suelo, del procedimiento de preparación del espécimen y de la frecuencia, uniformidad, y del tipo/forma de la onda cíclica. Así como también, la atención que se le debe dar a los detalles de la prueba y al equipo.

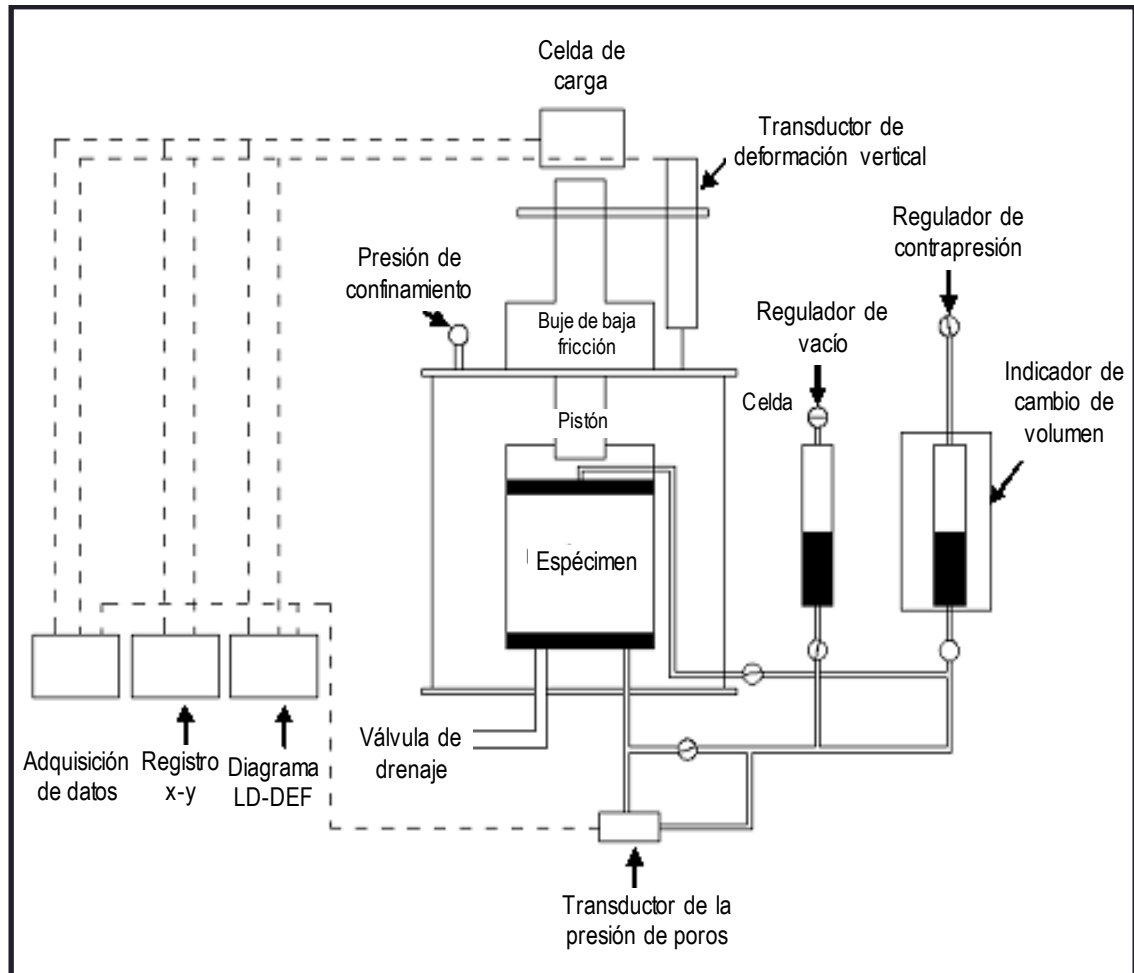
### **6. Material y equipo:**

Una representación esquemática del aparato utilizado para la prueba de resistencia triaxial cíclica de carga-controlada se muestra en la figura 3.27.

- *Muestra de suelo:*

En condición alterada o inalterada.

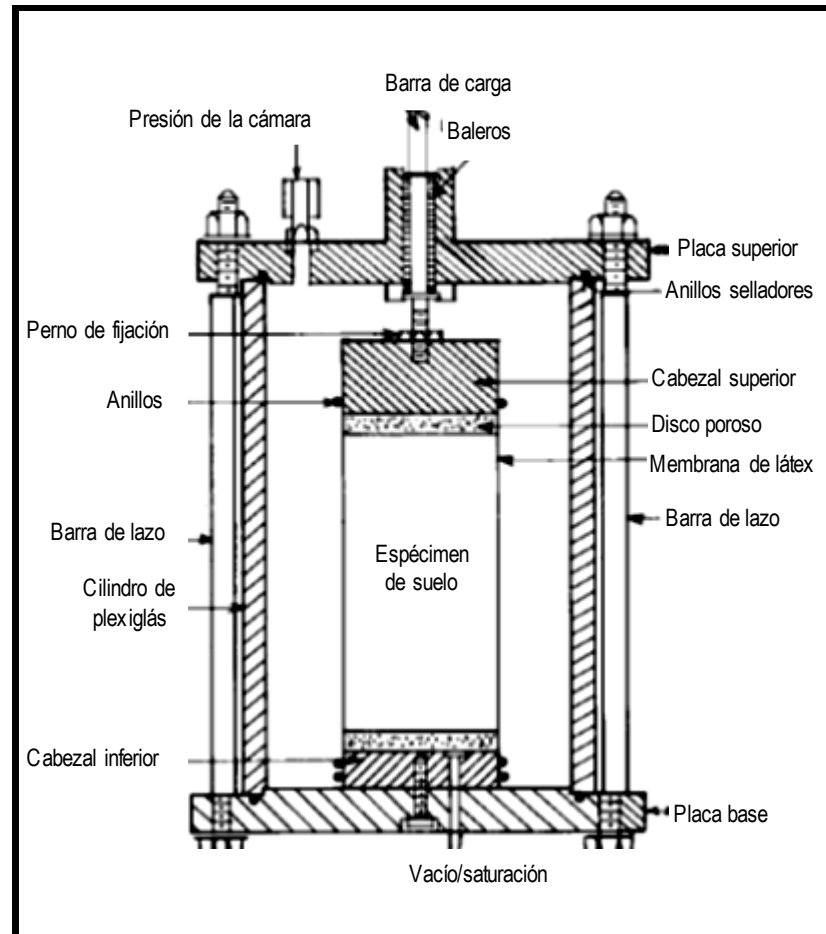
- *Cámara de compresión triaxial (ver figura 3.28):*



**Figura 3.27 Representación esquemática del equipo de prueba de fuerza triaxial cíclica de carga-Controlada. [ASTM D 5311-92].**

Las consideraciones fundamentales para seleccionar la cámara son: Tolerancias para la barra de carga, el cabezal superior, y el sello bajo el pistón de fricción, por conveniencia se repite en esta sección la figura 3.8 de la prueba “Método de prueba para la determinación del módulo de Young y amortiguamiento del suelo usando el aparato triaxial cíclico”, Figura 3.28.

- ✓ Se deben utilizar baleros, cojinetes o similares como rodamientos, para dirigir la barra de carga reduciendo al mínimo la fricción y mantener su alineación.
- ✓ El diámetro de la barra de carga debe ser bastante grande para reducir al mínimo la flexión lateral. Un diámetro mínimo de la barra de carga de 1/6 del diámetro del espécimen se ha utilizado con éxito en muchos laboratorios.



**Figura 3.28 Esquema de la cámara triaxial cíclica.**

[ASTM D 5311-92].

- ✓ Debido a que la carga axial de pruebas triaxiales cíclicas también puede ser ejercida en especímenes en ensayos a compresión, la barra de carga deberá ser conectada rígidamente al cabezal superior por pernos que puedan desenroscarse junto con éste.
- ✓ Sello de la barra de carga: Debe ejercer una fricción insignificante en la barra de carga. La fricción máxima aceptable de la barra de carga tolerable sin la aplicación de correcciones en la carga se considera comúnmente de  $\pm 2\%$  del máximo de una sola amplitud de la carga cíclica aplicada en la prueba.

**Notas:**

- La alineación superior e inferior del cabezal es crítica para evitar la falla prematura del espécimen, causada por la aplicación de un estado no uniforme de esfuerzos en el espécimen.

- Las cámaras triaxiales de barras de lazo interno han trabajado bien en un buen número de laboratorios. Estas cámaras permiten la colocación de la pared de la cámara después de que el espécimen está en su lugar entre los cabezales.
- ✓ Los límites aceptables en la alineación del cabezal superior y la barra de carga se muestran en la figura 3.29, en la que se observa:

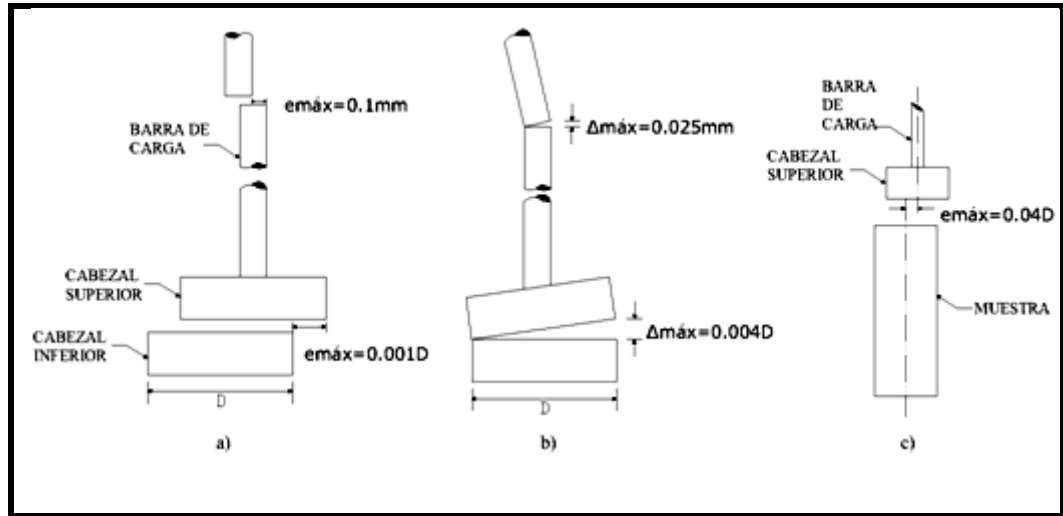


Figura 3.29 Límites en la alineación aceptable de los cabezales y la barra de carga: (a) excentricidad, (b) paralelismo. [Norma ASTM D 5311-92].

d) Límites en excentricidad:

- Barra de carga:  $e_{máx} = 0.1 \text{ mm}$
- Entre el cabezal superior e inferior:  $e_{máx} = 0.001D$

e) Límites en paralelismo:

- Barra de carga:  $\Delta_{máx} = 0.025 \text{ mm}$
- Entre el cabezal superior e inferior:  $\Delta_{máx} = 0.004 D$

f) Excentricidad entre el cabezal superior y la muestra:  $e_{máx} = 0.04 D$

- ✓ Habrá disposición para el drenaje en los cabezales superior e inferior del espécimen.

– **Equipo de Carga Cíclica:**

*Las Características principales del equipo son:*

- ✓ El equipo de carga cíclica usado para las pruebas triaxiales cíclicas de carga controlada debe ser capaz de aplicar una carga sinusoidal uniforme en una frecuencia dentro del rango de 0.1 a 2 Hz. Se prefiere la frecuencia de 1.0 Hz.

- ✓ Debe ser capaz de mantener cargas cíclicas uniformes de por lo menos el 20 % de las deformaciones de pico a pico. Los picos asimétricos de las cargas de compresión-tensión, duraciones de pulso no uniformes, "zumbidos", o cargas que desaparecen y se apagan con grandes deformaciones, no deben exceder a las tolerancias ilustradas en el grafico 3.5.

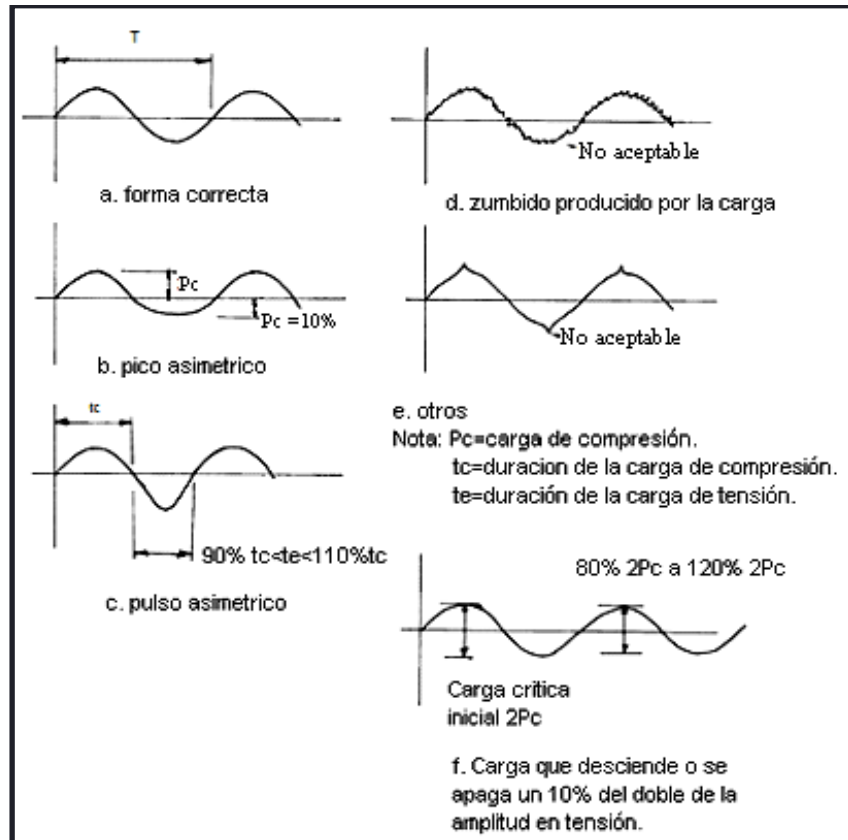


Gráfico 3.5 Ejemplos de las formas sinusoidales aceptables e inaceptables de la onda de carga para las pruebas de fuerza triaxial cíclica. [Norma ASTM D 5311-92].

- ✓ El equipo debe también ser capaz de aplicar una carga cíclica a partir de una carga estática inicial en la barra de carga.
- ✓ Permitirá evaluar la uniformidad del trazo que va dejando la carga en el estado de la falla; para asegurarse que los criterios de uniformidad de la carga presentados en el gráfico 3.5, han sido alcanzados. Se puede demostrar lo anterior de una manera apropiada, calculando la deriva de la carga en porcentaje ( $P_{error}$ ) entre la carga máxima ( $\Delta P_{max}$ ) basado en el ciclo inicial del proceso de carga y la carga medida en el  $n$  ciclo como sigue:

$$\Delta P_{\text{máx}} = \Delta P_c + \Delta P_e \text{ máx} \quad \text{Ec.3.19}$$

$$P_{\text{error}} = \frac{[\Delta P_c + \Delta P_e \text{ máx} - \Delta P + \Delta P_e \text{ n}] \times 100}{(\Delta P_c + \Delta P_e)_{\text{máx}}} \quad \text{Ec.3.20}$$

$P_{\text{error}}$  podría ser menor de 5% para deformaciones axiales de  $\pm 5\%$ .

Donde:

$\Delta P_{\text{máx}}$  = Carga máxima, KN.

$\Delta P_c$  = Cambio en la carga pico aplicada en compresión, KN.

$\Delta P_e$  = Cambio en la carga pico aplicada en tensión, KN.

$P_{\text{error}}$  = Deriva de la carga, en porcentaje, %.

**Nota:** Para valores menores de 20 ciclos y muestras con alto contenido de finos, una distribución no uniforme de la presión de poros puede dar como resultado.

– **Equipo de registro:**

✓ **Medición de la carga:**

El dispositivo requerido para la medición de la carga cíclica máxima puede ser un anillo de carga, celda de carga electrónica, celda de carga hidráulica o cualquier otro dispositivo de medición de la carga, capaz de medir la carga axial con una precisión de  $\pm 1\%$  de la carga axial.

En la figura 3.30 se muestra un conjunto de ensayo triaxial cíclico que consta de un bastidor de carga de alta calidad con actuador neumático servo-controlado acoplado a un sistema de Control y Adquisición de Datos (CDAS) y un Software Triaxial Cíclico.

El Sistema de Control y Adquisición de Datos (CDAS) está conectado a una computadora personal, que le permite al operador el control digital de la servo-válvula neumática para aplicar la tasa requerida de carga o forma de onda. El sistema puede generar una variedad de formas deseadas de ondas de carga.

**Nota:** Generalmente, la capacidad de la celda de carga no debe ser mayor de cinco veces la carga máxima total aplicada al espécimen en la prueba, esto para asegurarse que las mediciones de la carga no se vean afectadas, ya que se necesita alcanzar cierta precisión en la prueba.

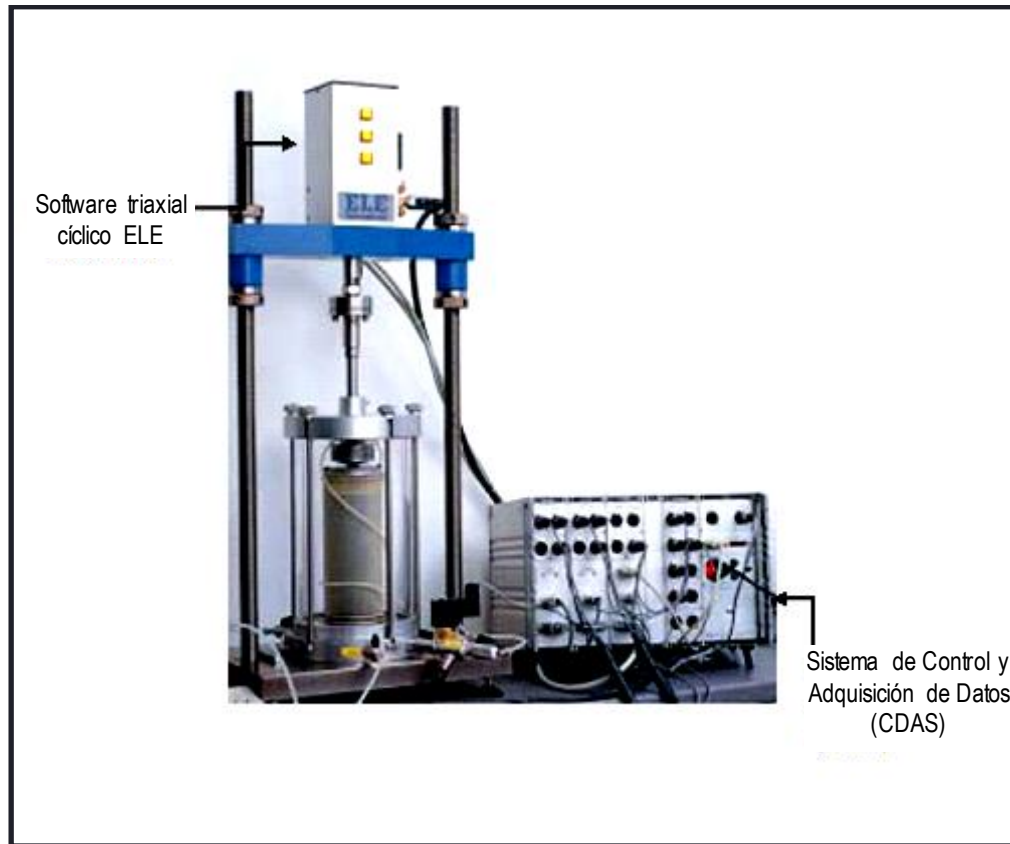


Figura 3.30 Conjunto de ensayo triaxial cíclico para el control y medición de la carga aplicada.  
 [<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

✓ *Medición de la deformación axial:*

Los aparatos de medición de la deformación tales como el transformador diferencial variable lineal (LVDT, por sus siglas en inglés), transductores para la medición de la deformación del tipo-potenciómetro (figura 3.31) y sensores de corriente del tipo Eddy; pueden ser utilizados si tienen una precisión de  $\pm 0.02\%$  de la altura inicial del espécimen<sup>6</sup>.

**Nota:** Para una medición precisa de la deformación se requiere que el transductor esté montado correctamente para evitar una compresión mecánica excesiva del sistema entre el marco de carga, la cámara triaxial, la celda de carga y la barra de carga.

<sup>6</sup> Norma ASTM D 3999-91, Tabla 1





Figura 3.31 Transductor y potenciómetro para medición de deformación axial.

✓ *Dispositivos de medición de la presión de la presión de poros:*

La presión de poros del agua en el espécimen será medida dentro del  $\pm 2$  Kpa ( $\pm 0.25$  psi). Durante el proceso de carga cíclica en un espécimen saturado, la presión de poro será medida de tal manera que tan poca agua vaya entrando o saliendo del espécimen tanto como sea posible hasta que este se sature. Para alcanzar este requisito debe ser utilizado un transductor de presión del agua de poros electrónico muy rígido ya que la presión de poro se lee directamente. El dispositivo de medición tendrá una rigidez de todas las partes ensambladas del sistema de medida de la presión de poro del agua, relativo al volumen total del espécimen que satisfaga el requisito siguiente:

$$\frac{\left(\frac{\Delta v}{v}\right)}{\Delta u} < \frac{3.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2}{\text{KN}} \left( \frac{2.2 \times 10^{-5} \text{ in.}^2}{\text{lb}} \right) \quad \text{Ec.3.21}$$

Donde:

$\Delta v$  = Cambio en el volumen del sistema de medida de la presión de poros debido a un cambio en la presión de poros,  $\text{mm}^3$  ( $\text{in}^3$ ).

$v$  = Volumen total del espécimen,  $\text{mm}^3$  ( $\text{in}^3$ ), y

$\Delta u$  = Cambio en la presión de poros, Kpa (psi).

Las presiones de poro serán medidas usando drenaje libre, a través (o ambos) del cabezal superior o la base del espécimen.

✓ *Dispositivos de medición del cambio de volumen:*

El aparato de medición del volumen del espécimen es generalmente una bureta, pero puede

ser cualquier otro dispositivo que resuelva el requisito de la precisión. El dispositivo debe ser capaz de poder soportar la presión máxima de la cámara, (Figura 3.32).

**Nota:** El volumen de agua que se incorpora o que sale del espécimen será medido con una precisión dentro de  $\pm 0.05$  % del volumen total del espécimen.

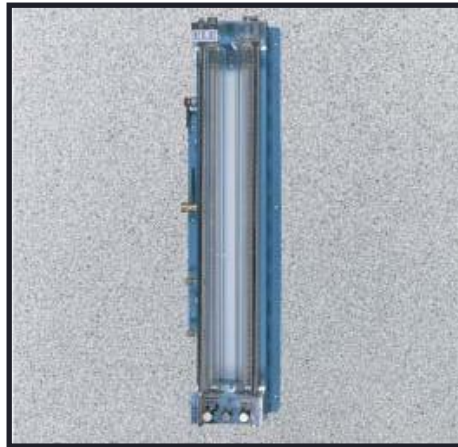


Figura 3.32 Unidad de Cambio Volumétrico de Doble Bureta (Método Manual).

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>.]

• **Cabecal y base del espécimen:**

El cabecal superior y la base del espécimen deben ser diseñados de tal forma que le proporcionen un drenaje en ambos extremos. Serán construidos de un material rígido, anticorrosivo, impermeable y cada uno, a excepción de la disposición del drenaje, tendrá una superficie plana circular para el contacto con los discos porosos y una sección transversal circular. Las superficies de la base y del cabecal del espécimen serán cilíndricas, las cuales formaran un sello liso y libre de rasguños cuando entran en contacto con la membrana, (Figura 3.33).

**Notas:**

- El peso de la parte del cabecal y del disco poroso superior del espécimen, será menor del 0.5 % de la carga axial aplicada en la falla, tal como se determina en una prueba triaxial estática no drenada.
- El diámetro del cabecal y de la base será igual al diámetro inicial del espécimen.
- La base del espécimen será conectada con la cámara triaxial para prevenir el movimiento lateral o su inclinación y el cabecal del espécimen será diseñado de tal forma que la excentricidad en el contacto de la barra de carga-cabecal, relativo al eje vertical del espécimen no exceda de  $0.04 D$  ( $D$ = Diámetro del cabecal), según como se mostró en la fig. 3.29 (a).

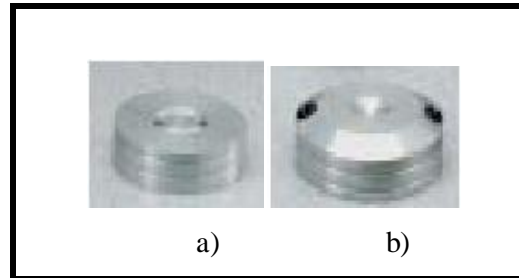


Figura 3.33 a) cabezal del espécimen y b) base del espécimen.

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

• **Discos porosos:**

El espécimen será separado del cabezal y de la base por discos porosos rígidos, los cuales estarán sujetos al cabezal y a la base del espécimen en un diámetro igual a este último.

**Notas:**

- El coeficiente de permeabilidad de los discos será aproximadamente igual al de la arena fina  $1 \times 10^3 \text{ mm/s}$  ( $3.9 \times 10^{-5} \text{ in. /s}$ ).
- Los discos serán revisados regularmente pasando aire o agua bajo presión a través de ellos para determinar si han sido dañados.
- además debe asegurarse que los elementos porosos en el extremo de los cabezales estén abiertos lo suficiente como para no impedir el drenaje o el movimiento del agua en los poros del espécimen; en los aparatos de medición de la presión de poros y en los cambios de volumen durante las etapas de medición de la presión de poros. Así mismo los discos deben prevenir el movimiento de finos fuera del espécimen.
- Los discos de papel filtro de un diámetro igual al del espécimen no se deben colocar entre los discos porosos y el espécimen, para evitar obstrucción en los discos porosos cuando se realicen mediciones del modulo en especímenes rígidos (Figura 3.34).

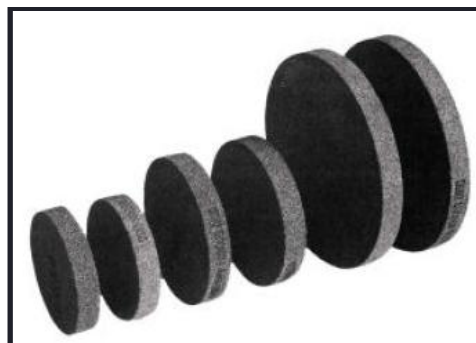


Figura 3.34 Discos porosos para el ensayo triaxial cíclico.

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

• ***Papel filtro:***

Estos serán de un tipo que no se disuelvan en agua. El coeficiente de permeabilidad del papel filtro no será menor de  $1 \times 10^{-4}$  mm/s ( $3.9 \times 10^{-6}$  in./s) para una presión normal de 550 Kpa (80 PSI). Para evitar la tensión en los anillos de hule, el papel filtro deberá cubrir no más del 50 % de la periferia del espécimen.

**Notas:**

- Se ha encontrado que el papel filtro del tipo Whatman No. 54 es muy bueno para resolver problemas relacionados a la permeabilidad y la durabilidad.
- Muchos laboratorios utilizan el papel filtro para disminuir el tiempo requerido en las pruebas.

• ***Membrana de goma látex:***

La membrana de goma látex usada para revestir al espécimen deberá proporcionar una protección confiable por lo que tendrá que estar libre de fugas. Al utilizar una membrana se deberán tomar las siguientes consideraciones:

- ✓ El diámetro de la membrana deberá ser 90 y 95 % del diámetro del espécimen.
- ✓ El grosor de la membrana no excederá de 1 % del diámetro del espécimen.
- ✓ La membrana sellará al cabezal y a la base del espécimen con ayuda de los anillos de hule, para lo cual se requiere que el diámetro interior (no estirado) esté entre 75 y 85 % del diámetro del cabezal y la base, o pueden ser utilizados otros medios que proporcionen un buen sello.

**Nota:** Para comprobar que una membrana no tiene fugas, la membrana debe ser colocada alrededor de una superficie cilíndrica sellada en ambos extremos con los anillos de hule y sujeta a una presión de aire pequeña en su interior y sumergida en agua. Si aparecen burbujas de aire en cualquier punto de la membrana de goma látex ésta deberá ser desechada.

• ***Extractor de muestras:***

Las condiciones al momento de retirar la muestra pueden ser fundamentales e indican si es conveniente realizar o no la extracción, pero la preocupación principal es reducir al mínimo el grado de alteración. Un tipo de extractor de muestras es mostrado en la figura 3.35. Deberán tomarse las siguientes consideraciones al momento de extraer las muestras:

- ✓ El extractor de muestras deberá ser capaz de sacar el núcleo de suelo del tubo muestreador a una tasa uniforme en la misma dirección del recorrido en que la muestra fue introducida al tubo.

- ✓ Si el núcleo de suelo no es extraído verticalmente debe evitarse ocasionar esfuerzos de flexión debidos a la gravedad.



Figura 3.35 Extractor de muestras.

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

- **Dispositivo de desaeración del agua:**

La cantidad de gas disuelto (aire) en el agua, usada para saturar el espécimen, puede ser disminuida ya sea hirviendo, calentando y rociando al vacío, por un proceso de cavitación al vacío o por cualquier otro método que satisfaga el requisito de saturar al espécimen dentro de los límites impuestos por la máxima contrapresión disponible y el tiempo para realizar la prueba, (figura 3.36).



Figura 3.36 Tanque de Desaeración de Agua Tri-Flex 2.

[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

• **Misceláneos:**

Cronometro, balanza o algún otro dispositivo de peso con una legibilidad que este dentro del  $\pm 0.05\%$  de la masa total del espécimen, sierra, regla de acero, pizetas, desecador, cinta para medición de diámetro y altura con una precisión del 0.025 mm y 0.25 mm, indicador de deformación con una precisión de 0.025 mm, recipientes para contenido de humedad, tamiz, cuchara, franelas, horno de secado y expansor de la membrana de goma látex. En la figura 3.37 se observan algunos de estos accesorios.

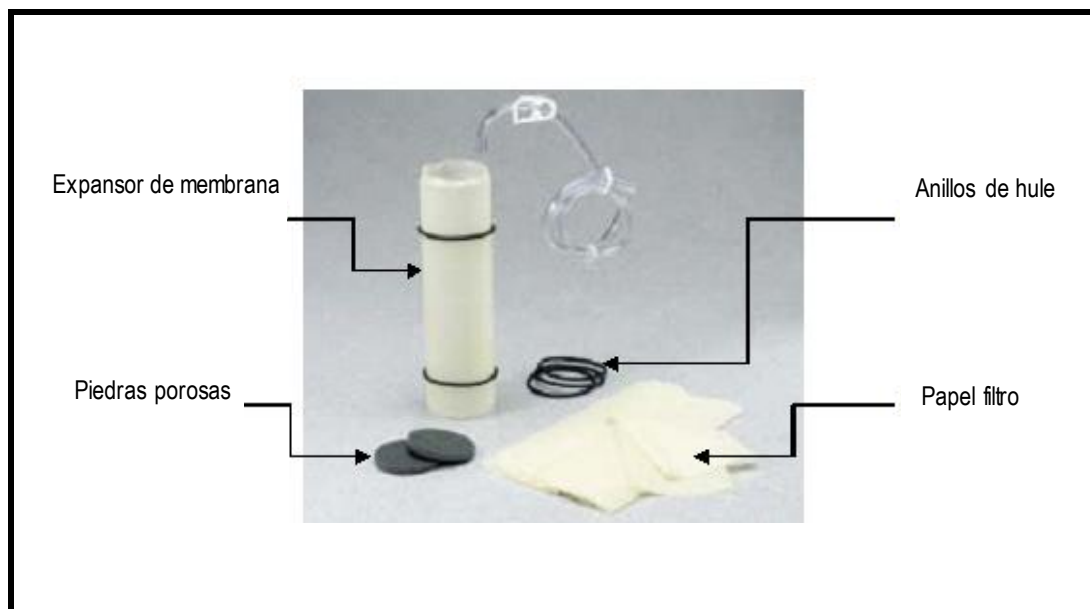
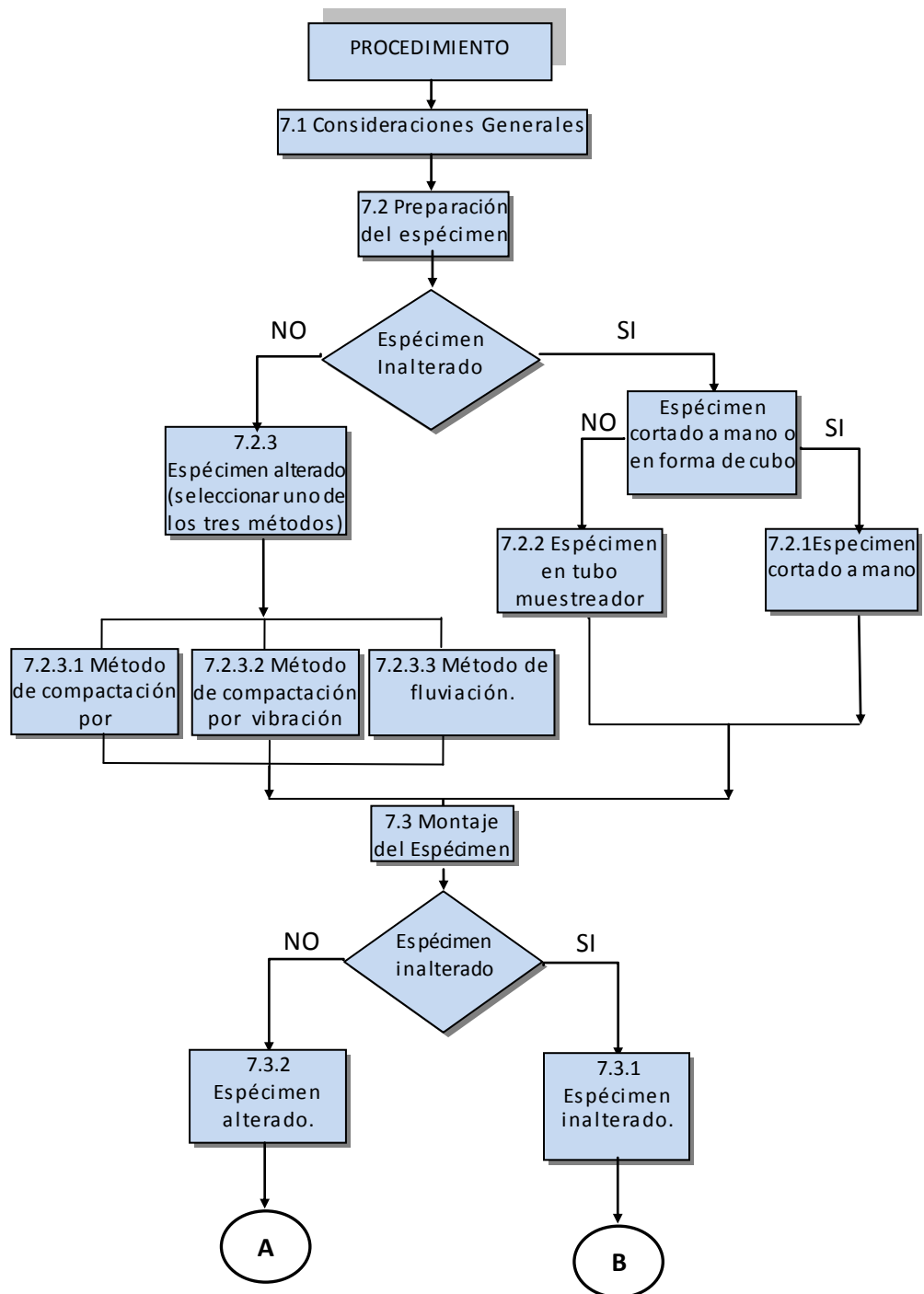


Figura 3.37 Diferentes accesorios que se utilizan en el ensayo triaxial cíclico.

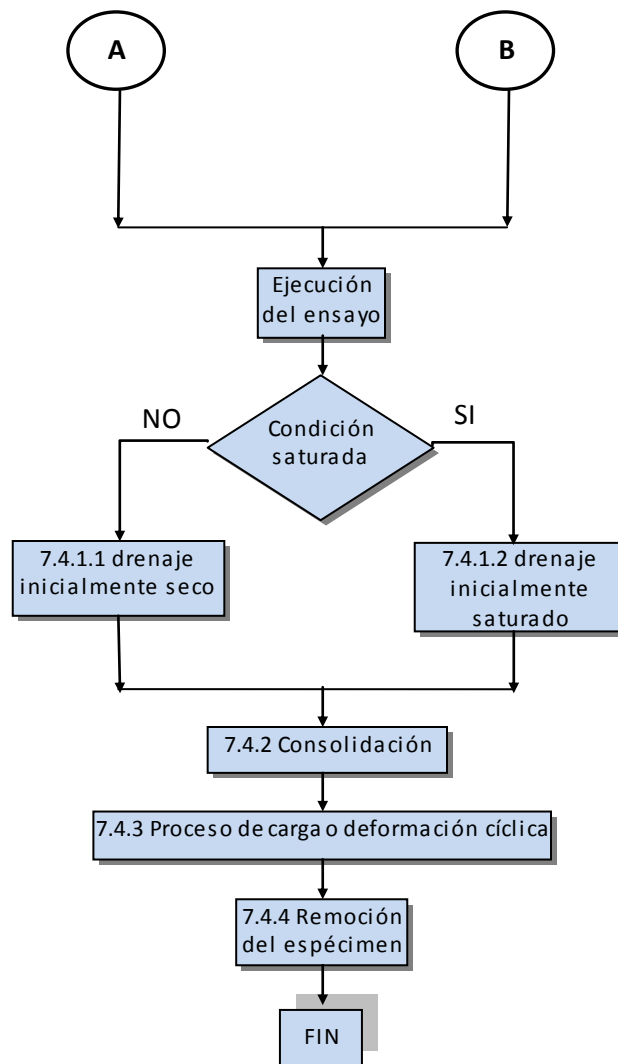
[<http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>].

**7. Procedimiento:**

Debido a la amplia variedad de equipos triaxiales que existen actualmente para el ensayo cíclico de los suelos, no es posible prescribir un método de prueba paso a paso, que sea compatible con las características de todos los equipos. Sin embargo, el siguiente procedimiento, es común a cualquier prueba triaxial cíclica en especímenes saturados o no saturados; el cual se ha resumido en el siguiente flujograma, ver esquema 3.4, con el objetivo de tener una mejor idea de las etapas a tomar en cuenta para la realización de esta prueba, en el que se muestra una secuencia lógica; así como sus partes más importantes.



Esquema 3.4 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico.



**Esquema 3.4 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba Triaxial Cíclico.**

### 7.1 Consideraciones generales:

Estime para el labrado de los especímenes (inalterados o alterados) los siguientes requerimientos:

- ✓ El espécimen debe ser de forma cilíndrica, con un diámetro mínimo de 5.1 cm (2.0 pulg.).
- ✓ La relación Altura/Diámetro deberá estar entre 2 a 2.5.
- ✓ El diámetro de la muestra deberá ser 6 veces mayor que el tamaño máximo de la partícula encontrada en la muestra.



**Nota:** Si después de realizar el ensayo se encuentran (basada en una observación visual) en el espécimen partículas de sobre tamaño, estas deberán ser reportadas en la hoja de datos correspondientes.

## **7.2 Preparación del espécimen:**

### *7.2.1 Especímenes de muestras inalteradas (cortadas a mano en forma de cubo):*

1. Cortar un fragmento prismático de la muestra inalterada de suelo, utilizando sierras de alambre u otro equipo de labrado.
2. Labrar el prisma de suelo, girándolo hasta moldear el espécimen según los requisitos establecidos en la sección 7.1. Posteriormente ajustar las superficies usando una regla enrasadora de acero.

**Notas:**

- Si al realizar el labrado del espécimen se dejan huecos visibles en la superficie de este, relléense cuidadosamente con suelo remanente del tallado.
  - Manejar cuidadosamente el espécimen para minimizar alteraciones, cambios en la sección transversal o en el contenido de humedad.
  - El labrado debe ser realizado en un cuarto de humedad controlada, donde se reduzca al mínimo el cambio en el contenido de humedad.
3. Colocar en el desecador el espécimen labrado y luego determinar su contenido de humedad al 0.1 %, utilizando el suelo remanente del labrado, según el método de prueba D 2216, “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo y rocas”.
  4. Retirar el espécimen del desecador y tomar cuatro veces la altura de éste al 0.025 mm más cercano, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las cuatro medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  5. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $D_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  6. Determinar y registrar la masa del espécimen labrado con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
  8. Colocar nuevamente el espécimen preparado, ya sea en un desecador, en un recipiente

hermético o en una bolsa plástica, para impedir cualquier pérdida de humedad hasta el momento de ensayarlos.

9. Proseguir con la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.2 Especímenes de muestras inalteradas (extraídas con tubo muestreador):*

1. Tomar cuidadosamente un espécimen evitando en lo posible cualquier pérdida de humedad y cambio en sus dimensiones.
2. Cortar los extremos de las superficies planas y perpendiculares al eje longitudinal del espécimen, procurando que se mantengan las características del contenido de humedad y de la sección transversal de este.
3. Realizar los pasos del 3 al 9 de la sección 7.2.1.

**Notas:**

- Cuando haya guijarros en el espécimen, irregularidades excesivas o resulte que se desmenuza fácilmente en los extremos, puede rellenarse con porciones del mismo suelo para ajustar las irregularidades y producir la superficie deseada.
- No cortar la longitud entera del tubo.

*7.2.3 Especímenes de muestras alteradas:*

La preparación de esta clase de especímenes, necesitan ser compactados directamente sobre el cabezal inferior, el cual se encuentra unido a la base de la cámara triaxial, esto es requerido para prevenir la alteración del espécimen.

*7.2.3.1 Método de compactación por apisonamiento (aplicable a suelos granulares o cohesivos, secados al aire o húmedos):*

1. Tomar una porción del suelo a ensayar entre 2 y 3 Kg.
2. Disgregar el suelo y tamícelo por la malla No.4. Posteriormente colocar en un recipiente con su respectiva identificación y desmenuzar completamente los grumos en el suelo del material que paso la malla No.4, cuidando de no reducir el tamaño natural de las partículas individuales.
3. Tomar una cantidad de entre 1 y 1.5 Kg de suelo para la compactación, agregar agua y mezclar completamente hasta producir el contenido de agua deseado.
4. Almacenar el material en un recipiente hermético o en bolsas plásticas y dejarlo reposar durante un tiempo mínimo de 16 horas.

5. Posteriormente colocar un extremo de la membrana de goma látex sobre el cabezal inferior de la cámara triaxial.
6. Asegurar un anillo sobre la membrana de goma látex para sellarla junto con el cabezal inferior.
7. Colocar un molde partido sobre el cabezal inferior de la cámara triaxial, el cual debe poseer las dimensiones según los requisitos establecidos en 7.1.
8. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del molde partido sosteniéndola por la orilla y extendiéndola hacia arriba.
9. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
10. Colocar el suelo preparado dentro del molde (por lo menos en 6 capas) y compactarlo a la densidad deseada utilizando un apisonador que posea un diámetro igual o menor a la mitad del diámetro del molde.

**Notas:**

- Escarificar la superficie de cada capa de suelo compactada con el objetivo de lograr la adherencia entre las capas.
  - Los especímenes pueden ser compactados a la densidad deseada por uno de los siguientes métodos: 1) apisonando cada capa de suelo colocada en el molde hasta llevar la masa acumulada a un volumen conocido, 2) ajustando el número de capas, el número de golpes por capas y la fuerza de apisonamiento para compactar cada capa.
11. Retirar el molde de preparación del espécimen y si éste no puede apoyarse por sí mismo aplicar un vacío parcial menor de 35 Kpa.
  12. Tomar cuatro veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las cuatro medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $H_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  13. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $D_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  14. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.

15. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.3.2 Método de compactación por vibración seca o húmeda (aplicable a suelos granulares húmedos o secados al horno):*

1. Seguir los pasos del 1 al 15 de la sección 7.2.3.1 “Método de compactación por apisonamiento” con la única diferencia que cada capa colocada en el molde ahora será vibrada, en lugar de utilizar un apisonador.

*7.2.3.3 Método de fluviación a través de agua (aplicable únicamente a suelos granulares):*

1. Tomar una porción suficiente del suelo a ensayar y satúrelo inicialmente en un recipiente o contenedor.
2. Colocar una membrana de goma látex humedecida en el interior de un molde para elaborar el espécimen de prueba.
3. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
4. Vertir el suelo saturado en el interior del molde y compacte por vibración a la densidad requerida.

**Nota:** El espécimen puede ser vibrado ya sea en los lados del molde o en la base de la cámara triaxial, usando una variedad de instrumentos. Éstos pueden consistir en lo siguiente: Golpeando ligeramente con una cuchara, una barra de metal o alternativamente se puede utilizar un vibrador mecánico o eléctrico.

5. Retirar el molde de preparación del espécimen y si este no puede apoyarse por si mismo aplicar un vacío parcial de menos de 35 Kpa.
6. Tomar cuatro veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las cuatro medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $H_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
7. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $D_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
8. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.

9. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

### **7.3 Montaje del espécimen:**

Consiste en las operaciones que hay que efectuar para colocar el espécimen de suelo en la base de la cámara triaxial y ajustar a él todos los dispositivos necesarios para la medición de la carga, deformación, presión de poro, etc.

#### *7.3.1 especímenes inalterados:*

1. Colocar el cabezal inferior en su lugar, en la cámara triaxial.
2. Colocar el espécimen en la base del pedestal de la cámara triaxial y sobre éste el cabezal superior (que será el que transmitirá la carga axial a la muestra).
3. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del expansor de membrana. Aplicar un vacío al expansor para forzar a la membrana de goma látex contra la superficie interna de éste y después deslice el expansor cuidadosamente sobre el espécimen. Remover el vacío del expansor de membrana.

**Nota:** La membrana de goma látex debe ser introducida en el espécimen y realizar las operaciones de ajuste para sellarla junto a los cabezales superior e inferior lo más rápido posible para prevenir la pérdida de humedad. Alternativamente, los cabezales superior e inferior pueden ser utilizados hasta el momento que la cámara triaxial esté disponible.

4. Remover el expansor de membrana.
5. Colocar los anillos de hule alrededor de los cabezales superior e inferior con ayuda del expansor.
6. Una las conexiones de presión del panel de limpieza/presurización al cabezal superior e inferior.
7. Proceder según la sección 7.4 “Ejecución”.

#### *7.3.2 Especímenes alterados:*

1. Seguir los pasos del 1 al 6 de la sección 7.3.1
2. Aplicar un vacío parcial de  $\leq 35$  Kpa (5 PSI) al espécimen y retirar el molde en donde se formó.

**Notas:**

- Si la presión de confinamiento de la prueba es mayor de 103 Kpa (14,7 PSI), se puede aplicar al espécimen un vacío completo en etapas, antes de remover el molde.
- La aplicación de un vacío grande puede causar cambios significativos en el volumen del espécimen.

- El volumen del espécimen debe ser medido antes y después de la aplicación de vacío para comprobar si existe alguna diferencia de volumen.
3. Colocar y ajustar la cámara en su posición.
  4. Insertar la barra de carga a través del sello ensamblado y conectarla con el cabezal superior.  
Es importante que la conexión de la barra de carga al cabezal superior sea ajustada para eliminar problemas de mal funcionamiento.
  5. Colocar la celda de presión en el marco cíclico de carga.
  6. Hacer fluir el líquido de confinamiento en la cámara triaxial.
  7. Proceder según la sección 7.4 “Ejecución”.

## **7.4 Ejecución:**

### **7.4.1 Saturación:**

Consiste en llenar con agua los espacios vacíos dentro del espécimen, sin un preesfuerzo indeseable o permitiendo que el espécimen se hinche bajo los esfuerzos de consolidación efectivos deseados. A continuación se presentan dos procedimientos de saturación en base a un sistema de drenaje inicialmente seco o saturado, por lo que elijase uno de ellos sea el caso.

#### *7.4.1.1 Comenzando con sistema de drenaje inicialmente seco:*

1. Aumentar el vacío parcial en 35 Kpa (5 PSI), el cual actúa sobre el cabezal superior del espécimen al máximo vacío disponible.

#### **Notas:**

- Si el esfuerzo efectivo de consolidación bajo el cual la resistencia debe ser determinada, es menor que el vacío parcial máximo, aplique un vacío parcial menor a la cámara.
  - La diferencia entre el vacío parcial aplicado al espécimen y la presión de la cámara nunca deben exceder al esfuerzo efectivo de consolidación para la prueba y nunca deberá ser menor de 35 Kpa (5 PSI).
  - En casos donde el vacío es limitado, se puede permitir una filtración lenta de CO<sub>2</sub> hacia arriba desde el fondo del espécimen mientras se está preparando o después de que se ha confinado en la cámara triaxial. El CO<sub>2</sub> desplazará al aire en el espécimen y siendo mucho más soluble en agua que en aire, permitirá en los pasos subsecuentes que la saturación sea realizada con éxito.
2. Después de aproximadamente 2 h, permitir que el agua desaerada se infiltre desde el fondo a la parte superior del espécimen bajo un vacío diferencial de menos de 20 Kpa (3 PSI).

#### **Notas:**

- Para especímenes de suelos cohesivos, el tiempo bajo el cual son sometidos al máximo vacío

disponible, puede que tenga que ser disminuido para evitar efectos debido a la sequedad como resultado de la sublimación.

- Para arcillas saturadas, la infiltración puede no ser necesaria y el agua puede agregarse simultáneamente en el cabezal superior y la base del espécimen.

3. Verificar que en la parte inferior del espécimen haya un esfuerzo efectivo positivo de por lo menos 13 Kpa (2 PSI).
4. Cuando aparezca el agua en la bureta, la cual se encuentra conectada en la parte superior del espécimen, cerrar la válvula de la parte inferior del espécimen y llenar la bureta con agua desaereada.
5. Reducir el vacío que actúa por encima del espécimen a través de la bureta a la presión atmosférica, mientras que simultáneamente aumentar la presión de la cámara en una cantidad igual y verificar que durante este proceso, la diferencia entre la presión de poros medida en la base del espécimen y la presión de la cámara, no exceda a la presión efectiva de consolidación.
6. Comprobar si hay estabilización de la presión de poros, cerrando las válvulas de drenaje del espécimen y medir el cambio en la presión de poros sobre un intervalo de 1 minuto. Si dicho cambio es menor del 1 % de la presión de la cámara, se puede asumir estabilizada.
7. Proceder con la aplicación de la contrapresión al espécimen tal como se describe a continuación:
  - 7.1 Aumentar simultáneamente la presión de la cámara y la contrapresión en etapas con las válvulas de drenaje del espécimen abiertas, de modo que el agua desaereada de la bureta, conectada con el cabezal superior y la base del espécimen, pueda fluir a través de él.

**Notas:**

*Características que deben presentar la presión de la cámara y la contrapresión durante este proceso:*

- Para evitar preesfuerzos indeseables del espécimen en la prueba mientras se aplica la contrapresión, las presiones se deben aplicar gradualmente con incrementos de tiempo adecuados, para permitir la estabilización de la presión de poros a través del espécimen.
- El tamaño de cada incremento puede ser de 35 Kpa (5 PSI), 70 Kpa (10 PSI), o aún 140 Kpa (20 PSI), dependiendo de la compresibilidad del espécimen de suelo, de la magnitud del esfuerzo efectivo de consolidación deseado y del grado de saturación del espécimen justo antes de la adición del incremento.

- La diferencia entre la contrapresión y la presión de la cámara no debe exceder de 35 Kpa (5 PSI) a menos que se juzgue necesario; esto para controlar el hinchamiento del espécimen durante el procedimiento.
- Las diferencias entre la presión de la cámara y la contrapresión deberán permanecer dentro de  $\pm 5\%$  cuando las presiones se incrementen y dentro de  $\pm 2\%$  cuando las presiones sean constantes.

7.2 Comprobar si hay estabilización, luego de un incremento de la contrapresión o después de la aplicación de un valor completo de la contrapresión, cerrando las válvulas de drenaje del espécimen y midiendo el cambio en la presión de poros sobre un intervalo de 1 minuto.

7.3 Verificar si el cambio en la presión de poros es menor del 1 % de la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión, si es el caso incrementar la contrapresión o tomar una medida del parámetro de la presión de poro B, para determinar que se ha completado la saturación de la manera siguiente:

7.3.1 Cerrar las válvulas de drenaje y aumentar la presión de la cámara en 70 Kpa (10 PSI).

7.3.2 Determinar y registrar el valor máximo de la presión de poros inducida.

7.3.3 Calcular el valor de B con la siguiente ecuación:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad \text{Ec.3.22}$$

Donde:

$\Delta u$  = Cambio en la presión de poros del espécimen; el cual ocurre como resultado de un cambio en la presión de la cámara, cuando las válvulas de drenaje del espécimen están cerradas y

$\Delta \sigma_3$  = Cambio en la presión de la cámara en su punto de salida.

**Notas:**

- En muchos especímenes, la respuesta inmediata de la presión de poro es de una disminución para luego aumentar levemente con el tiempo. Si esto ocurre, los valores de  $\Delta u$  se deben trazar con el tiempo y la presión asintótica de poro que se obtenga se denominará como el cambio en la presión de poro.
- Un aumento grande de  $\Delta u$  con el tiempo y con los valores de  $\Delta u$  mayores a  $\sigma_3$  puede ser un indicativo de alguna fuga del líquido de la cámara.



- Los valores de  $\Delta u$  que disminuyen con el tiempo pueden indicar una fuga en alguna parte localizada fuera de la cámara, lo cual afecta al sistema de medición de la presión de poro o también pudo haber ocurrido una saturación incompleta.

7.3.4 Medir el cambio en la altura del espécimen al 0.025 milímetro más cercano (0.001 pulg.) durante el proceso de saturación.

7.3.5 Aplicar una carga axial a la barra de carga (que se ajusto al cabezal superior) para compensar la fuerza con la que ésta se levanta, manteniendo al espécimen en un estado isotrópico durante la tensión. La carga estática para mantener una condición isotrópica se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$P_s = \sigma_3 A_r - M \quad \text{Ec.3.23}$$

Donde:

M= Masa de la barra de carga y del cabezal superior, KN.

$P_s$  = Corrección de la carga estática de la barra de carga, KN.

$\sigma_3$ = Presión de la cámara, KN.

$A_r$ = Área de la sección transversal de la barra de carga, mm<sup>2</sup>.

7.3.6 Reaplicar la misma presión de confinamiento efectiva (presión de la cámara menos la contrapresión) según como se hizo antes de haber determinado el valor B; reduciendo la presión de la cámara en 70 Kpa (10 PSI) o alternativamente incrementando la contrapresión en 70 Kpa (10 PSI) y verifique lo siguiente:

- Si B continua aumentando con el incremento de la contrapresión prosiga con la saturación por contrapresión (pasos 8.1 a 8.3).
- Si B es igual a o mayor de 0.95 o si una grafica de B contra la contrapresión; no indica ningún aumento posterior de B con el incrementos de la contrapresión, inicie el proceso de consolidación, sección 7.4.2.

#### 7.4.1.2 Comenzando con sistema de drenaje inicialmente saturado:

1. Llenar la bureta con agua desaerada.
2. Aplicar una presión a la cámara de 35 Kpa (5 PSI) o menos y abrir las válvulas de drenaje del espécimen.

3. Realizar los pasos del 2 al 7 del procedimiento descrito en 7.4.1.1 “Comenzando con sistema de drenaje inicialmente seco”.

#### 7.4.2 Consolidación:

El objetivo de esta fase de la prueba, es permitir que el espécimen alcance el equilibrio en una condición drenada bajo el esfuerzo de consolidación efectivo para el cual se desee.

1. Consolidar isotrópicamente al espécimen, manteniendo constante la contrapresión aplicada e incrementar la presión de la cámara hasta que la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión iguallen a la presión deseada de consolidación.

**Nota:** La consolidación isotrópica se define como el estado donde el esfuerzo efectivo vertical de consolidación ( $\sigma'_{1c}$ ) es igual al esfuerzo efectivo lateral de consolidación ( $\sigma'_{3c}$ ).

3. Aplicar una carga axial (Ps) a la barra de carga (que se ajusto al cabezal superior) para compensar la fuerza con la que se levanta la barra de carga, manteniendo al espécimen en un estado isotrópico durante la tensión. La carga estática para mantener una condición isotrópica se puede calcular con la ecuación 3.23.
4. Medir los cambios en altura del espécimen durante la consolidación al 0.025 milímetro más cercano (0.001 pulg.).
5. Medir el cambio de volumen del espécimen al 0.1 ml más cercano durante la consolidación.
6. Cerrar las válvulas de drenaje y observar la presión de poros por un período de tiempo para verificar que no ha ocurrido ninguna fuga en la membrana o en el sistema de la presión de poros.
7. Verificar si el tiempo para la consolidación excedió de 8 h, de ser así, re determinar el valor de B antes del proceso de carga cíclica.
8. Proceder según 7.4.3 “Proceso de carga cíclica”.

#### 7.4.3 Proceso de carga cíclica:

Consiste en someter al espécimen de suelo a una serie de esfuerzos repetitivos en tensión y compresión hasta que se produzca la falla o hasta llegar a un esfuerzo cíclico predeterminado.

1. Estimar la magnitud de la carga cíclica que se aplicara para una relación de esfuerzos deseada, SR, con la siguiente ecuación:

$$P_c = 2 \cdot \sigma'_{3c} \cdot SR \cdot A_c \quad \text{Ec. 3.24}$$

Donde:

P<sub>c</sub>= Estimado de la carga cíclica aplicada al espécimen, KN.

$\sigma'_{3c}$  = Presión de consolidación (presión de la cámara menos la contrapresión), Kpa.

SR = Relación de esfuerzos deseado  $(\Delta\sigma_a)/(2\sigma'_c)$  y

Ac = Área del espécimen después de la consolidación, m<sup>2</sup>.

2. Formar una amplia bolsa de aire en la parte superior de la cámara triaxial, drenando el agua desde la cámara sin permitir que la presión de la cámara disminuya.

**Notas:**

- La bolsa de aire se requiere para que el movimiento de la barra de carga dentro y fuera de la cámara triaxial durante el proceso de carga o deformación cíclica no cree fluctuaciones en la presión de la cámara.
- No permitir que el nivel del agua disminuya del cabezal superior del espécimen.

3. Cerrar las válvulas de drenaje.

4. Cargar cíclicamente al espécimen, con la mitad del primer ciclo en compresión usando valores de carga sinusoidal de 0.1 a 2 Hz, donde el esfuerzo varía entre valores pico de compresión y tensión, así mismo mantenga la presión de la cámara constante.

**Nota:** Se completa un ciclo de carga hasta que: La deformación vertical de doble amplitud cíclica exceda el 20%, la deformación de una sola amplitud en tensión o compresión exceda el 20 %, en 500 ciclos de carga o el número de ciclos de carga requeridos en el programa de prueba son excedidos o la forma de la onda de carga deteriora los valores más allá de donde fueron aceptables.

5. Registrar la carga axial, la deformación axial, y el cambio en la presión de poro con el tiempo.

**Notas:**

- El primer ciclo de carga se completa, con la primera onda de esfuerzos aplicada en compresión.
- Se ha encontrado que cuando la deformación de doble amplitud en arenas se acerca al 5 %, se observa una redistribución grande de la densidad que hace los resultados cuestionables.

6. Proceder según 7.4.4 “remoción del espécimen”.

#### **7.4.4 Remoción del espécimen:**

Posteriormente al proceso de carga o deformación cíclica (sección 7.4.3) proceder al retiro del espécimen en base a los pasos siguientes:

1. Reducir a cero la carga axial de la barra de carga y reducir gradualmente la presión de la cámara y la contrapresión a cero.
2. Cerrar las válvulas de drenaje del espécimen.

3. Remover rápidamente el espécimen del aparato de modo que no tenga tiempo para absorber el agua de los discos porosos.
4. Retirar la membrana de goma látex, piedras porosas y cabezal superior (además de las tiras de papel filtro si fueron utilizadas) y determinar el contenido de agua del espécimen total de acuerdo con el procedimiento descrito en el método D 2216 “Método de ensayo para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas”.

**Notas:**

- El agua libre restante en los especímenes de suelos cohesivos después de que se retire la membrana debe ser eliminada antes de determinar el contenido de agua.
- En casos donde haya poco suelo, el espécimen se debe pesar antes de labrarlo para realizar las respectivas pruebas de las propiedades índices y una porción representativa del espécimen se debe utilizar para determinar su contenido de agua final.

5. Realizar un dibujo o tome una fotografía del espécimen.
8. Proceder según la sección 8 “Cálculos”.

**8. Cálculos:**

Para evaluar los datos obtenidos de una prueba de resistencia triaxial cíclica, es necesario convertir el historial en el tiempo de la carga y de la deformación a esfuerzo cíclico y deformación, respectivamente y reducir la historia en el tiempo de la presión de poros a una forma conveniente.

**8.1 Propiedades índices del espécimen:**

- 8.1.1 Calcular el contenido inicial de agua ( $\omega\%$ ), tal como lo describe el método D 2216 “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas”:

$$\omega\% = \frac{W_{agua}}{W_{sólidos}} \times 100 \quad \text{Ec.3.25}$$

Donde:

$\omega\%$  = Contenido de agua, %.

$W_{agua}$  = Peso del agua en el espécimen, g (lb).

$W_{sólidos}$  = Peso de las partículas sólidas, g (lb).

8.1.2 Volumen de los sólidos, ( $V_s$ ):

$$V_s = \frac{W_{sólidos}}{G_s(\rho_{agua})} \quad \text{Ec.3.26}$$

Donde:

$V_s$  = volumen de los sólidos, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$G_s$  = Gravedad específica de los sólidos, adimensional.

$\rho_{agua}$  = Densidad del agua, mg/m<sup>3</sup> (lb/pulg.<sup>3</sup>)

**Nota:** La gravedad específica de los sólidos puede ser determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 o puede ser asumida basándose en resultados de pruebas anteriores.

8.1.3 Relación de vacíos inicial, ( $e_0$ ):

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Ec.3.27}$$

Donde:

$e_0$  = Relación de vacios inicial.

$V_v$  = Volumen de vacios = volumen del agua + volumen de aire =  $V_w + V_a$

## 8.1.4 Grado inicial de saturación, (S):

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega G_s}{e_0} \quad \text{Ec.3.28}$$

Donde:

S = Grado de saturación, %.

$G_s$  = Gravedad específica de los sólidos, adimensional.

$e_0$  = Relación de vacios inicial.

**Nota:** La gravedad específica de los sólidos puede ser determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 o puede ser asumida basándose en resultados de pruebas anteriores.

8.1.5 Peso específico seco inicial del suelo, ( $\gamma_d$ ):

$$\gamma_d = \frac{W_{sólidos}}{V_T} \quad \text{Ec.3.29}$$

Donde:

$V_T = V_s + V_v$  = Volumen total del espécimen, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>)

**Nota:** El volumen total del espécimen deberá ser calculado con las dimensiones iniciales del espécimen.

## 8.2 Propiedades del espécimen después de la consolidación:

8.2.1 Calcular la altura del espécimen después de la consolidación como sigue:

$$H_c = H_0 - \Delta H \quad \text{Ec.3.30}$$

Donde:

$H_c$ = Altura del espécimen después de la consolidación, mm (pulg.)

$H_0$ = Altura inicial del espécimen, mm (pulg.)

$\Delta H$ = Cambio en la altura del espécimen al final de la consolidación, mm (pulg.),

8.2.2 Calcular el área de la sección transversal del espécimen, después de la consolidación ( $A_c$ ), seleccionando uno de los métodos (A ó B) y usando las unidades consistentes en cada uno de ellos.

**Nota:** La elección del método que se utilizará, depende si se han registrado los datos de corte antes que se realice la prueba (en este caso puede ser utilizado el método de prueba A), de cualquier forma, puede elegirse entre los dos métodos de prueba de acuerdo al punto de vista de una persona calificada que considere las condiciones en las que se encuentre el espécimen después de la consolidación.

### 8.2.2.1 Método de prueba A:

$$A_c = (V_o - \Delta V_{sat} - \Delta V_c) / H_c \quad \text{Ec.3.31}$$

Donde:

$A_c$ = Área de la sección transversal del espécimen después de la consolidación, mm<sup>2</sup> (pulg.<sup>2</sup>).

$V_o$ = Volumen inicial del espécimen, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$\Delta V_c$ = Cambios en el volumen del espécimen durante la consolidación según lo indican las lecturas de la bureta mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$\Delta V_{sat}$ = Cambio en el volumen del espécimen durante la saturación, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>)

$$\Delta V_{sat} = 3 V_o \Delta H_s / H_0 \quad \text{Ec.3.32}$$

Donde:

$\Delta H_s$ = Cambios en la altura del espécimen durante la saturación mm (pulg.)

### 8.2.2.2 Método de prueba B:

$$A_c = V_{wf} + V_s/H_c \quad \text{Ec.3.33}$$

Donde:

$A_c$  = Área de la sección transversal del espécimen después de la consolidación, mm<sup>2</sup> (pulg.<sup>2</sup>).

$V_{wf}$  = Volumen final de agua (basado en el contenido de agua) mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$V_s$  = Volumen de los sólidos, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

8.2.3 Usando las dimensiones calculadas del espécimen después de la consolidación y asumiendo que el contenido de agua después de la consolidación es igual al contenido de agua final, calcular la relación de vacíos y el grado de saturación finales.

**Nota:** En este método de prueba, las ecuaciones se escriben de tal forma que la compresión y la consolidación son consideradas positivas.

8.3 Calcular el esfuerzo cíclico, la deformación y la relación de la presión de poros usando las relaciones siguientes:

- Esfuerzo cíclico pico en compresión, ( $\sigma_c$ ):

$$\sigma_c = \frac{P_c}{A_c} \quad \text{Ec.3.34}$$

Donde:

$\sigma_c$  = Esfuerzo cíclico pico en compresión.

$P_c$  = Cambio en la carga pico aplicada en compresión, KN.

$A_c = \frac{V_c}{H_c}$  = Área del espécimen después de la consolidación, mm<sup>2</sup>.

- Esfuerzo cíclico pico en tensión:

$$\sigma_e = \frac{P_e}{A_c} \quad \text{Ec.3.35}$$

Donde:

$\sigma_e$  = Esfuerzo cíclico pico en tensión, Kpa.

$P_e$  = Cambio en la carga pico aplicada en tensión, KN.

- Promedio de esfuerzos axiales cíclicos de una sola amplitud:

$$\sigma_a = \frac{(\sigma_c + \sigma_e)}{2} \quad \text{Ec.3.36}$$

Donde:

$\sigma_a$  = Promedio de esfuerzos axiales cíclicos de una sola amplitud, Kpa.

$\sigma_c$ = Esfuerzo cíclico pico en compresión, Kpa.

$\sigma_e$ = Esfuerzo cíclico pico en tensión, Kpa.

- Deformación axial en compresión:

$$\epsilon_c = \frac{\delta_c}{H_c} \quad \text{Ec.3.37}$$

Donde:

$\epsilon_c$ = Deformación unitaria axial en compresión, adimensional.

$\delta_c$ = Deformación axial cíclica en compresión, mm.

$H_c$ = Altura del espécimen después de la consolidación, mm.

- Deformación axial en tensión:

$$\epsilon_e = \frac{\delta_e}{H_c} \quad \text{Ec.3.38}$$

Donde:

$\epsilon_e$ = Deformación unitaria axial en tensión, adimensional.

$\delta_e$ = Deformación axial cíclica en tensión, mm.

- Deformación axial de doble amplitud:

$$\epsilon_{da} = (\epsilon_c + \epsilon_e) \times 100 \quad \text{Ec.3.39}$$

Donde:

$\epsilon_{da}$ = Deformación unitaria axial de doble amplitud, en porcentaje.

$\epsilon_c$ = Deformación unitaria axial en compresión, adimensional.

$\epsilon_e$ = Deformación unitaria axial en tensión, adimensional.

- Relación cíclica de la presión de poros:

$$U = \frac{u_{max}}{\sigma'_{3c}} \quad \text{Ec. 3.40}$$

Donde:

U= relación cíclica de la presión de poros, adimensional.

$u_{max}$ = Máximo exceso inducido en la presión de poros durante un ciclo, Kpa.

$\sigma'_{3c}$ = Esfuerzo efectivo isotrópico de consolidación, Kpa.

8.4 Tabular valores discretos de carga, deformación y presión de poros para diferentes ciclos de interés y calcular los valores que resultan de: esfuerzos, deformaciones y de la relación de la presión de poros para cada ciclo, usando las ecuaciones de la 3.34 a 3.40.



**Nota:** Observe que los valores de esfuerzos y deformación están calculados basados en las “dimensiones después de la consolidación del espécimen”.

8.5 Evaluar la uniformidad del trazo de la carga en el estado de falla, calculando la deriva de la carga, en porcentaje ( $P_{\text{error}}$ ) usando la ecuación presentada en la sección 7.4.3 del apartado de “equipo de carga cíclica”.

$$\Delta P_{\text{máx}} = \Delta P_c + \Delta P_e \text{ máx} \quad \text{Ec.3.41}$$

$$P_{\text{error}} = \frac{[\Delta P_c + \Delta P_e \text{ máx} - \Delta P + \Delta P_e \text{ n}] \times 100}{(\Delta P_c + \Delta P_e) \text{ máx}} \quad \text{Ec.3.42}$$

$P_{\text{error}}$  Podría ser menor de 5% para deformaciones axiales de  $\pm 5\%$ .

Donde:

$\Delta P_{\text{máx}}$  = Carga máxima, KN.

$\Delta P_c$  = Cambio de pico cuando se aplicó carga en compresión, KN

$\Delta P_e$  = Cambio de pico cuando se aplicó carga en tensión, KN

$P_{\text{error}}$  = Deriva de la carga, en porcentaje.

**Nota:** La uniformidad del trazo de la carga se realiza para asegurarse que los criterios de uniformidad de la carga presentados en secciones anteriores, han sido alcanzados.

## 9. Información mínima que contendrá el informe de la prueba:

9.1 Referir la información general de la prueba de la manera siguiente:

- El tipo de equipo que se utilizó.
- Las características de la cámara triaxial.
- Sistemas de monitoreo de la presión de poros.
- Característica de la forma de la onda de carga.
- velocidad de repetición de la carga.
- Método de preparación del espécimen.

9.2 Referir la siguiente información para cada prueba o para una serie de ensayos, si los procedimientos de prueba se han mantenido constantes:

1. Nombre del proyecto
2. Número de la muestra y de la perforación.
3. Clasificación y descripción del suelo

4. *Propiedades índices (curva granulométrica, límites de Atterberg, gravedad específica como mínimo, densidad máxima y mínima cuando se disponga de ellas).*
5. *Técnica utilizada para la preparación del espécimen.*
6. *Diámetro antes y después de la consolidación, área y altura del espécimen.*
7. *Contenido de agua antes y después de la consolidación.*
8. *Peso unitario seco antes y después de la consolidación.*
9. *Densidad relativa antes y después de la consolidación (cuando sea requerida)*
10. *Esfuerzos de consolidación ( $\sigma_{1c}$  y  $\sigma_{3c}$ )*
11. *Grado de saturación (valores de B)*
12. *Rotular el historial del tiempo trazado por: la carga, deformación y presión de poros.*

9.3 En el reporte de resultados de una serie de ensayos de resistencia cíclica para especímenes consolidados isotrópicamente, el número de ciclos requeridos para alcanzar diversos valores de la deformación axial de doble amplitud, se trazan a menudo contra la relación de esfuerzos cíclicos (SR):

$$SR = \frac{\sigma_a}{2\sigma'_{3c}} \quad \text{Ec.3.43}$$

De esta manera es posible normalizar los valores de resistencia de los especímenes a una densidad dada, ensayados en un número de presiones de confinamiento. Sin embargo, los valores de la relación de esfuerzos cíclicos (SR) para cada ciclo de carga, mostrados en la tabla 3.4, no son tan significativos en cierta forma: del valor medio que se presenta, como un promedio de las cargas que se ejercieron y de la relación de esfuerzos cíclicos aplicados en ciclos anteriores. En base a lo anterior calcular una relación promedio de esfuerzos como sigue:

$$SR_{ave} = \frac{1}{m} \sum SR_n \quad (n = 1, m) \quad \text{Ec.3.44}$$

Donde  $SR_{ave}$  es la relación de esfuerzos cíclicos promedio hasta el ciclo  $m$  y  $SR_n$  es la relación de esfuerzos cíclicos en el  $n$  ciclo. Para cada prueba de resistencia cíclica, el promedio de la relación de esfuerzos cíclicos (cuando ocurra licuefacción inicial) y los valores de deformación de doble amplitud de 2.5, 5, 10 y 20 % serán tabulados según lo mostrado en la tabla 3.5. Tales datos, para pruebas en el mismo material y a la misma densidad pueden ser combinados y trazados para SR contra los valores de N, las curvas así

obtenidas son comúnmente llamadas, "curvas de prueba de resistencia triaxial cíclica".  
 $SR_{ave}$  se necesita únicamente cuando  $P_{error}$  se calcula en base a la deformación.

**Tabla 3.4 Resultados de la resistencia triaxial dinámica.**

No.	Parámetro	Simbología
1	Número de ciclos	N
2	Exceso máximo de la presión de poros	$\Delta U_{m\acute{a}x}$
3	Relación de la presión de poros	$U = \frac{\Delta U_{m\acute{a}x}}{\sigma'_{vc}}$
4	Esfuerzo cíclico	Compresión ( $\Delta\sigma_c$ ); Tensión ( $\Delta\sigma_e$ )
5	Esfuerzo vertical cíclico promedio	$\Delta\sigma_a$
6	Deformación vertical cíclica	Compresión ( $\epsilon_c$ ); Tensión ( $\epsilon_e$ )
7	Deformación vertical de doble amplitud	$\epsilon_{da}$
8	Relación de esfuerzos cíclicos	$SR = \frac{\Delta\sigma_a}{2\sigma'_c}$
9	Promedio de la relación de esfuerzos cíclicos	$SR_{ave}$
10	Diferencia porcentual para carga programada	$\Delta P_{error}$
11	Funcionamiento observado	Deformación uniforme, estrechamiento

Fuente: Norma ASTM D 5311-92.

**Tabla 3.5 Valores típicos requeridos para la resistencia triaxial cíclica del suelo para evaluar los resultados de una serie de pruebas dinámicas.**

Promedio de la relación de esfuerzos cíclicos	Número de ciclos para la licuefacción inicial	Número de ciclos para el desarrollo de la deformación axial de doble amplitud			
		0.5%	5%	10%	20%

Fuente: Norma ASTM D 5311-92.

## 10. Variables a controlar en la prueba:

Las variables más importantes que se deben controlar durante la realización de esta prueba son las siguientes:

### a) Preparación de la muestra:

- ✓ Que la compactación sea uniforme, si el espécimen es remoldeado.
- ✓ Tomar las medidas de altura y diámetro con la mayor precisión posible.
- ✓ Manipular la muestra de una manera adecuada, de tal manera que no se induzcan estados tensionales.
- ✓ Que la saturación sea completa.
- ✓ Que la consolidación sea completa.

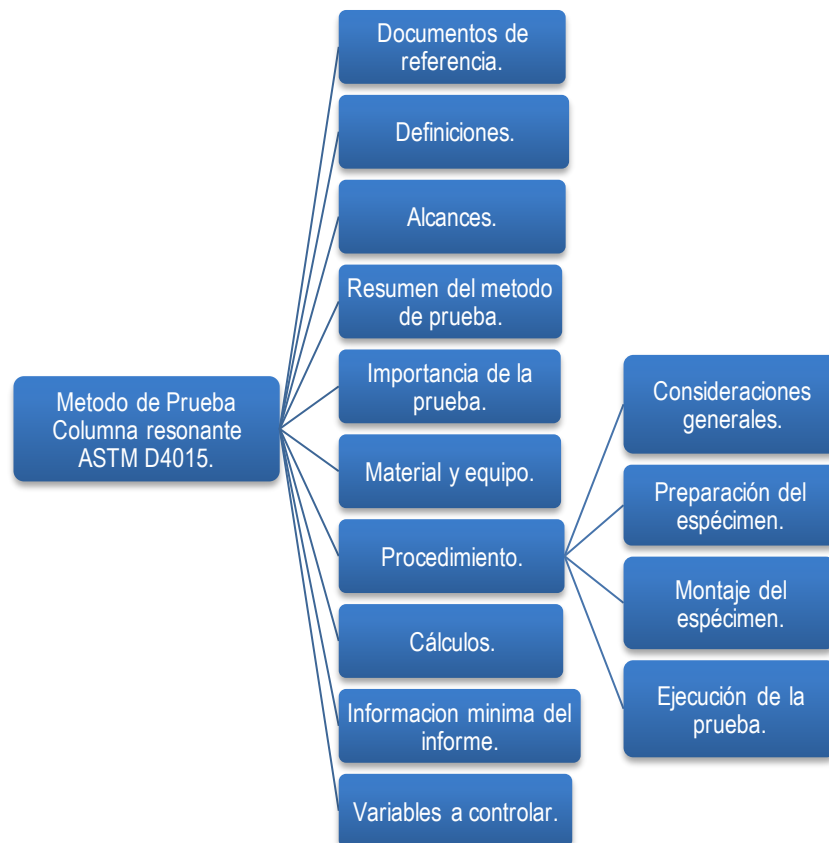
### b) Solicitación dinámica:

Evitar:

- ✓ Cargas muy altas que originen tracciones que corten la probeta.
- ✓ Ciclos de carga no simétricos.
- ✓ Frecuencias de carga que no sean constantes.
- ✓ Pico de la carga variable.

### 3.7.3 MÉTODO DE PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DINÁMICO AL ESFUERZO CORTANTE (G) Y LA RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\xi$ ) DEL SUELO MEDIANTE LA COLUMNA RESONANTE. (BASADO EN ASTM D 4015 – 92, ÚLTIMA REVISIÓN 2000).

La prueba “columna resonante” consiste en inducirle vibración a un espécimen de suelo hasta alcanzar deformaciones máximas tanto cortantes como axiales, lo que se genera al entrar en resonancia el sistema; con estas deformaciones se pueden calcular el módulo de rigidez al esfuerzo cortante (G), la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), parámetros dinámicos del suelo que son utilizados en análisis dinámicos de suelo e interacción suelo-estructura. En el esquema 3.5, se muestran las diferentes partes que componen la estructuración de este método de prueba, el cual está basado en la norma ASTM D 4015-92 “Método de prueba para la determinación del módulo dinámico al esfuerzo cortante (G) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) del suelo mediante la columna resonante”.



Esquema 3.5 Estructura del método de prueba “Columna Resonante”.

## 1. Documentos de referencia.

Los documentos que se presentan a continuación son normas complementarias que sirven de apoyo a esta prueba, a las cuales se hace referencia en cada etapa de este documento.

- D 4015 Método de prueba estándar para determinar el módulo y amortiguamiento del suelo por el método de la Columna resonante.
- D 2216 Método de prueba para la determinación del contenido de agua (humedad) del suelo y roca.
- D 2850 Método de prueba de compresión triaxial en suelos cohesivos no consolidado-no drenado.
- D 4767 Método de prueba de compresión triaxial consolidado-no drenado para suelos cohesivos.
- D 2435 Método de prueba de consolidación unidimensional de suelos.

## 2. Definiciones.

A continuación se presenta la definición de algunos términos técnicos propios de la prueba “columna resonante” y que ayudarán a comprender mejor la teoría y proceso de la técnica.

- **Esfuerzos ambientales (naturales):**

Esfuerzos aplicados al espécimen durante la prueba que no resultan de las deformaciones vibratorias.

- **Saturación:**

Cuando el agua llena completamente los poros dentro de la masa de suelo desalojando al aire.

- **Consolidación:**

Reducción gradual en volumen de una masa del suelo como resultado de un aumento en el esfuerzo de compresión.

- **Modelo de aparato y constantes:**

Las constantes del aparato serán obtenidas durante el proceso de calibración que se discutirá en la sección 7.1.1, a continuación se presenta la descripción de cada una de ellas.

- $M_p$ : Masa de la placa del extremo pasivo, incluye la masa de todos los accesorios rígidamente conectados a ella.
- $J_p$ : Inercia rotacional de la placa del extremo pasivo, incluyendo la inercia rotacional de todos los accesorios rígidamente conectados a ella.

- $M_A$ : Masa de la placa del extremo activo, incluye la masa de todos los accesorios rígidamente conectados a ella.
- $J_A$ : Inercia rotacional de la placa del extremo activo, incluyendo la inercia rotacional de todos los accesorios rígidamente conectados a ella, por ejemplo las partes del dispositivo de excitación de vibración.
- $K_{SL}$ : Constante de resorte del aparato, utilizado en la vibración longitudinal.
- $K_{ST}$ : Constante de resorte del aparato, utilizado en la vibración torsional.
- $ADC_{oL}$ : Coeficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento longitudinal.
- $ADC_{oT}$ : Coeficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento torsional.
- $f_{oL}$ : Frecuencia resonante del aparato, para vibración longitudinal.
- $f_{oT}$ : Frecuencia resonante del aparato, para la vibración torsional.
- $FCF$ : Factor de *fuerza/corriente*: Es relación entre la fuerza vibratoria y la corriente aplicada al dispositivo de excitación para la vibración longitudinal.
- $TCF$ : Factor de *Torque/corriente*: Es la relación entre la fuerza de vibración torsional y la corriente aplicada al dispositivo de excitación torsional.
- $LCF_A$ : Factor de calibración del transductor usado para medir el movimiento longitudinal en el extremo activo.
- $LCF_P$ : Factor de calibración del transductor usado para medir el movimiento longitudinal en el extremo pasivo.
- $RCF_A$ : Factor de calibración del transductor usado para medir el movimiento torsional en el extremo activo.
- $RCF_P$ : Factor de calibración del transductor usado para medir el movimiento torsional en el extremo pasivo.

• **Módulos:**

- **Módulos de elasticidad dinámico ( $E_d$ );** Se define como la razón entre el esfuerzo y la deformación axial para un material bajo condiciones de carga dadas; numéricamente es igual a la pendiente de la tangente o de la secante de una curva esfuerzo-deformación. Este módulo es determinado de la vibración longitudinal en el aparato de columna resonante. (“modulo de barra”).
- **Módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ );** El módulo al esfuerzo cortante ( $G$ ) corresponde a la pendiente de una línea que pasa por los puntos finales del ciclo de histéresis. El modulo al esfuerzo cortante ( $G$ ) es determinado de la vibración torsional.

• **Razón de amortiguamiento ( $\xi$ ):**

Normalmente representado por la letra “C” el cual se define como la relación del amortiguamiento del suelo al amortiguamiento crítico del mismo ( $c/c_c$ ) y representa la energía disipada por el sistema.

En esta prueba se utilizaran dos tipos de amortiguamiento: la relación de amortiguamiento longitudinal,  $\xi_L$ , y la relación de amortiguamiento cortante,  $\xi_T$ , las cuales serán definidas así:

$$\xi_L = 0.5(\eta\omega / E_d) \quad \text{Ec.3.45}$$

Donde:

$\xi_L$  = Relación de amortiguamiento longitudinal (adimensional),

$\eta$  = Coeficiente viscoso para movimiento, N-s/m<sup>2</sup>,

$\omega$  = Frecuencia circular resonante, rad/s, y

$E$  = Módulo de elasticidad dinámico, Pa.

Además:

$$\xi_T = 0.5(\mu\omega / G) \quad \text{Ec.3.46}$$

Donde:

$\xi_T$ , = Relación de amortiguamiento a cortante (adimensional),

$\mu$  = Coeficiente viscoso para movimiento torsional, N-s/m<sup>2</sup>, y

$G$  = Módulo dinámico al esfuerzo Cortante, Pa.

Los valores de amortiguamiento determinados de esta manera corresponderán al área del ciclo de histéresis esfuerzo-deformación dividido por  $4\pi$  veces la energía de deformación elástica almacenada en el espécimen en deformación máxima.

• **Sistema de columna resonante:**

Consiste en un espécimen cilíndrico o columna de suelo el cual es ajustado a placas en cada uno de sus extremos como se muestra en la Figura 3.38. Un dispositivo de excitación de vibración sinusoidal es sujetado a la placa en el extremo activo y en el otro extremo a la placa pasiva. El dispositivo de excitación de vibración puede incorporar resortes y amortiguadores de aire conectados a la placa del extremo activo, donde las constantes de resorte y los coeficientes de



amortiguamiento viscosos son conocidos. La excitación de vibración puede ser longitudinal o torsional. Un aparato dado puede tener la capacidad de aplicar la vibración longitudinal, torsional o ambas. La masa y la inercia rotacional del extremo activo y las partes del dispositivo de excitación de vibración que se mueven con ella deben ser conocidas. Para medir las amplitudes de vibración para cada tipo de movimiento en el extremo activo así como también en el extremo pasivo, si este no es fijado rígidamente, se utilizan transductores. La frecuencia de excitación será ajustada para producir la resonancia del sistema, el cual está compuesto por el espécimen y sus placas adjuntas, además de los dispositivos de excitación de vibración.

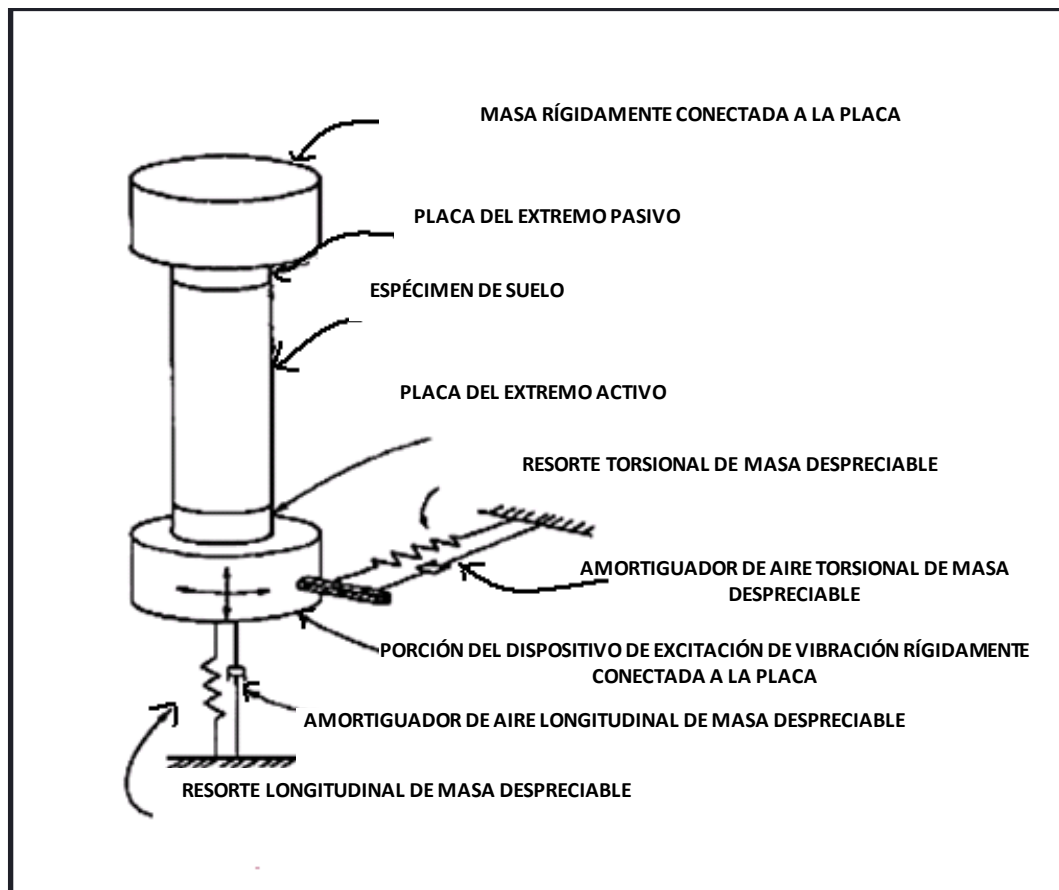


Figura 3.38 Diagrama esquemático del aparato; columna resonante [Norma ASTM D 4015].

- **Deformaciones del espécimen.**

- **Deformación unitaria ( $\epsilon$ ) (amplitud promedio):**

Para el movimiento longitudinal, es el promedio de la deformación axial entre la longitud total

del espécimen.

**- Deformación unitaria a cortante ( $\gamma$ ) (amplitud promedio):**

Para el movimiento torsional, en cada sección transversal varía desde cero a lo largo del eje de rotación, a un máximo en el perímetro del espécimen.

**• Sistema Frecuencia-Resonante:**

La definición de resonancia del sistema depende tanto de las características del espécimen como del aparato.

- Para el caso donde la placa del extremo pasivo es fija, el movimiento del extremo activo es usado para establecer la resonancia, la que es definida como la frecuencia más baja donde la fuerza de excitación sinusoidal (o momento) está en fase con la velocidad de la placa del extremo activo.
- Para el caso donde la masa de la placa del extremo pasivo (o inercia rotacional de la placa del extremo pasivo) es mayor que 100 veces al valor correspondiente del espécimen y no es fijada rígidamente, la resonancia es la frecuencia más baja para la cual la fuerza de excitación sinusoidal (o momento) está  $180^\circ$  desfasada con la velocidad de la placa del extremo activo.
- Por otra parte, si el movimiento del extremo pasivo es usado para establecer la resonancia, esta será la segunda frecuencia más baja para la cual la fuerza de excitación sinusoidal (o momento) está en fase con la velocidad de la placa del extremo pasivo. En general, el sistema de frecuencia-resonante para excitación torsional será diferente del sistema de frecuencia resonante para la excitación longitudinal.

**Nota:** La frecuencia más baja para esta condición no es usada porque esta no produce deformaciones significativas en el espécimen.

**3. Alcances.**

- Este método de prueba cubre la determinación de los siguientes parámetros dinámicos del suelo: Módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ), módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ), razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), amplitud promedio de deformación cortante, ( $\gamma$ ), amplitud promedio de deformación elástica axial ( $\epsilon$ ), para un espécimen cilíndrico sólido de suelo, ya sea este inalterado (extraídos de tubo muestreador o cortado a mano de maquetas de suelo) o bien

alterado (reconstruido por compactación). La vibración del espécimen puede ser aplicada en condiciones donde se va controlando la presión de confinamiento en el espécimen.

- El aparato de vibración y el espécimen pueden ser introducidos en una cámara triaxial y ser sujetos a una presión y carga axial variables. Además, el espécimen puede ser sujeto a otras condiciones controladas (por ejemplo, presión de poro, grado de saturación, temperatura). Esta prueba es considerada no destructiva, cuando las amplitudes de vibración forzada son menores de  $10^{-4}$  rad. ( $10^{-4}$  pulg. /pulg.), y otras mediciones pueden ser hechas en el mismo espécimen solamente variando el esfuerzo de confinamiento.

**Nota:** Esta prueba no cubre la aplicación, medición y control de esfuerzos ambientales.

#### 4. Resumen del método de prueba.

La prueba se realiza en un espécimen cilíndrico de suelo con diámetro mínimo de 3.3 cm. y altura de 2 a 7 veces el diámetro ( $2d \leq H \leq 7d$ ). Inicialmente el espécimen se somete a una condición determinada de esfuerzo efectivo de consolidación, aplicando esfuerzos de confinamiento, ( $\sigma_c$ ), y contrapresión, ( $\sigma_{cp}$ ).

Durante la etapa de prueba se aplica una fuerza de vibración forzada torsional y/o longitudinal, ( $F$ ), en la parte superior del espécimen mientras que su base se encuentra empotrada y se registran las aceleraciones de respuesta, con el acelerómetro montado en el sistema móvil. Luego se hace variar la frecuencia de excitación. A estas lecturas de aceleración desde una frecuencia inicial ( $f_i$ ) hasta una frecuencia final ( $f_f$ ) con incrementos  $\Delta f$  se le llama *barrido de frecuencias*, al terminar cada *barrido de frecuencias* se incrementa la fuerza de torsión en valores  $\Delta F$ , de manera que al final de la prueba se tendrá una serie de barridos de frecuencia, hasta alcanzar la frecuencia de resonancia para la columna de suelo.

#### 5. Importancia de la prueba.

- El módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) de un suelo dado, obtenido según la prueba de la columna resonante, dependen de la amplitud de la fuerza de vibración, del estado natural de los esfuerzos efectivos de confinamiento, la relación de vacíos del suelo, temperatura, tiempo, por tanto la aplicabilidad de los resultados dependerá de los cuidados que se tengan en campo para no alterar sus condiciones de esfuerzo, la relación de vacíos, así como otros parámetros.

- Para el caso de especímenes remoldeados la estructura del suelo deberá ser similar a la de campo.
- Los parámetros dinámicos del suelo que se obtienen de la prueba columna resonante son útiles en el análisis de estructuras de suelos expuestas a cargas cíclicas reversibles como el caso de los sismos, tráfico, etc.

## 6. Material y equipo.

El equipo completo para la prueba incluye: placas en el extremo pasivo y activo para sostener el espécimen en la cámara triaxial, dispositivo para la excitación de vibración, generador de onda sinusoidal, instrumentos y dispositivos de medición y lectura de la vibración (transductores). La disposición de algunos de estos dispositivos son presentados en la figura 3.39.

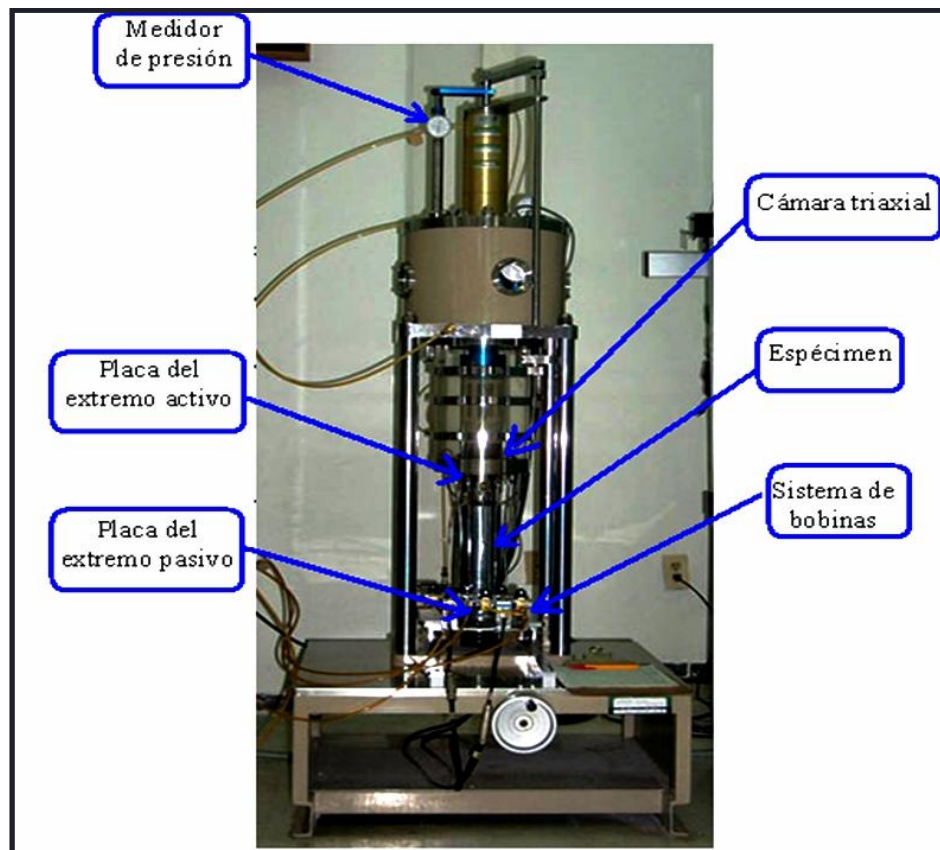


Figura 3.39 Aparato de la columna resonante montado con todos los accesorios incluyendo el espécimen [www.Cedex.com].

- *Muestra de suelo:*

En condición alterada o inalterada.

- *Placas para el espécimen:*

Dentro de las consideraciones para las placas del espécimen, están:

- ✓ Deben ser colocadas en los extremos del espécimen.
- ✓ Construidas de material anticorrosivo con una resistencia de por lo menos diez veces el módulo del material a ser probado.
- ✓ Cada placa tendrá una sección transversal circular y plana, en donde solo la superficie plana en contacto con la muestra deberá ser de una textura rugosa para proveer mayor acoplamiento con los extremos del espécimen.
- ✓ El diámetro de la placa deberá ser igual o mayor que el diámetro del espécimen.

**Notas:**

- Los transductores y las partes móviles del dispositivo de excitación deben estar conectados a la placa de tal manera que tengan el mismo movimiento, para la gama completa de frecuencias que se encontrarán durante la prueba.
- El modelo teórico usado para el sistema de columna resonante; se representa por medio de una placa en el extremo activo (con todos sus accesorios) como una masa rígida que se une al espécimen. Esta masa puede también tener resortes y amortiguadores (de masa despreciable) unidos a ella según lo muestra la figura 3.1, si se utilizan resortes, la forma del dispositivo de excitación así como el de la placa en el extremo activo (sin el espécimen en su lugar) formarán un sistema de dos grados de libertad (este sistema se diseñó para un grado de libertad, es decir, solamente para movimiento longitudinal o torsional) con frecuencias naturales no amortiguadas para el movimiento longitudinal, ( $f_{oL}$ ), y el movimiento torsional, ( $f_{oT}$ ). El dispositivo será construido de tal manera que estos modos de vibración estén separados.
- La placa en el extremo pasivo puede ser asumido como empotrado cuando la inercia y la masa(s) unidas a esta y la rigidez del soporte de las masa(s) proporcione un factor de frecuencia adimensional ( $f$ ) dentro del 1% del factor de frecuencia adimensional para una relación de inercia ( $P$ ) del extremo pasivo igual al infinito ( $P = M_p/M = \alpha$ ). El grafico 3.1 (a y b) y las ecuaciones dadas en la sección 8 “cálculos” servirán para obtener el factor de frecuencia adimensional ( $f$ ).

*- Dispositivo temporal de apoyo a la placa:*

El soporte temporal puede ser cualquier mecanismo de sujeción (abrazadera), el cual pueda ser utilizado para asegurar una o ambas placas en los extremos, durante el montaje del dispositivo de excitación de vibración, para prevenir alteraciones en el espécimen.

**Nota:** Este dispositivo deberá ser retirado antes de la aplicación de la vibración.

*- Dispositivo para la excitación de vibración:*

Éste será un dispositivo electromagnético capaz de aplicar una vibración sinusoidal longitudinal o torsional, o ambas, a la placa del extremo activo a la cual se conectará rígidamente, entre algunas de sus características están:

- ✓ La frecuencia de excitación será ajustada y controlada con una precisión de 0.5%.
- ✓ El dispositivo de excitación deberá contar con medidores para la corriente aplicada a las bobinas de impulsión, que tengan una precisión de al menos 5%.
- ✓ Los factores de fuerza/corriente y de torque/corriente para los dispositivos de excitación de la vibración deben tener una precisión del 5 % para la gama entera de frecuencias de funcionamiento que se aplicarán durante la prueba.

Las figuras 3.40 y 3.41, muestran el sistema con sus bobinas eléctricas e imanes, encargados de la generación de la fuerza vibratoria.

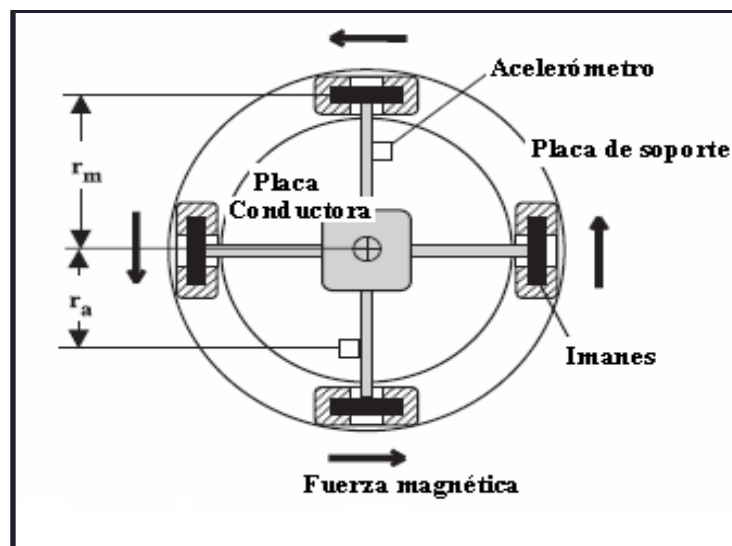


Figura 3.40 Placa vibratoria que consta de cuatro bobinas generadores de fuerza magnética en la columna resonante [A new matemáticas model for resonant-column measurements including eddy-current effects].

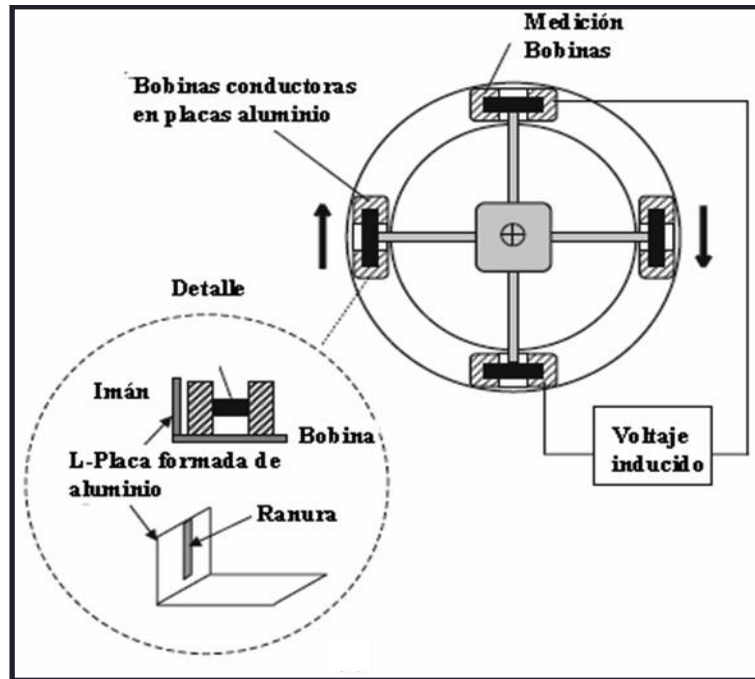


Figura 3.41 Detalle de una bobina generadora del movimiento longitudinal o torsional. [A new matemáticas model for resonant-column measurements including eddy-current effects].

- *Soporte para el dispositivo de excitación de la vibración:*

Puede ser un resorte, contrapeso o un cilindro neumático con una longitud tal que este soporte del sistema no condicione el movimiento axial del extremo activo de la placa, así como no altere las características de vibración del dispositivo de excitación.

**Nota:** Para el caso especial donde el extremo pasivo del espécimen es fijado rígidamente, y el dispositivo de excitación de vibración y la placa del extremo activo es colocado en la parte superior del espécimen, puede ser necesario apoyar todo o una porción del peso de la placa (extremo activo) y del dispositivo de excitación, esto para prevenir un esfuerzo axial excesivo o una falla compresiva del espécimen.

- *Generador de onda sinusoidal:*

Es un instrumento eléctrico que produce una corriente sinusoidal con la capacidad de ajustar la frecuencia sobre una gama entera de frecuencias de operación anticipadas que se utilice durante la prueba. Este instrumento debe proporcionar suficiente energía para producir la amplitud de vibración requerida, o sus salidas deben estar amplificadas electrónicamente de modo que proporcione suficiente energía.

**Nota:** La distorsión total de la señal aplicada al dispositivo de excitación deberá ser menor de 3 %.

*- Instrumentos de lectura y dispositivos de medición de la vibración:*

Los dispositivos de medición de la vibración pueden ser transductores que midan: aceleración, velocidad y desplazamiento, los cuales pueden ser fijados a las placas del extremo activo y pasivo, entre algunos de ellos están:

✓ *Transductores de movimiento longitudinal.*

Montados en cada placa (activa o pasiva), de tal forma que produzcan una salida eléctrica calibrada que sea proporcional a la aceleración, velocidad, o desplazamiento longitudinal de la placa (no requeridos para el aparato cuando se produce únicamente vibración torsional).

✓ *Transductores de movimiento torsional.*

Montados en cada placa (activa o pasiva) para producir una señal eléctrica calibrada que sea proporcional a la aceleración, velocidad, o desplazamiento rotacional de la placa (no requeridos para el aparato, cuando se produce únicamente vibración longitudinal).

✓ *Instrumentos de lectura.*

Los instrumentos o transductores de lectura tendrán una sensibilidad de tal forma que un desplazamiento de  $2.5 \times 10^{-6}$  m (10<sup>-4</sup> pulg.) y una rotación de 10<sup>-5</sup> rad puedan ser medidas con una precisión del 10 % para la gama entera de frecuencias que se utilicen en la prueba.

✓ *Osciloscopio.*

El osciloscopio debe describir una curva x- y, la cual esté disponible para la observación de la señal de las ondas y para establecer la frecuencia resonante del sistema. Este osciloscopio debe tener por lo menos un amplificador (vertical u horizontal) con el aumento suficiente para observar la salida del transductor de movimiento sobre la gama entera de salidas de voltaje y frecuencias que se produzcan. Este servirá para la medida del amortiguamiento por el método de vibración libre, así como la determinación del coeficiente de amortiguamiento durante la calibración del aparato. También se puede utilizar para este propósito cualquier cinta de registro con tiempo de reacción apropiado y una carta de velocidad, ó un osciloscopio y una cámara fotográfica.

*- Dispositivos de medición de las dimensiones del espécimen:*

Vernier (pie de rey) o cintas para la medición de las dimensiones del espécimen, así como de las diferentes partes del equipo durante su calibración.

**Nota:** Todas las medidas de las dimensiones deberán tener una precisión del 0.1 %.



- *Balanza:*

Instrumento para determinar la masa del espécimen de suelo así como de las partes de los dispositivos durante la realización de la prueba y en la calibración del aparato.

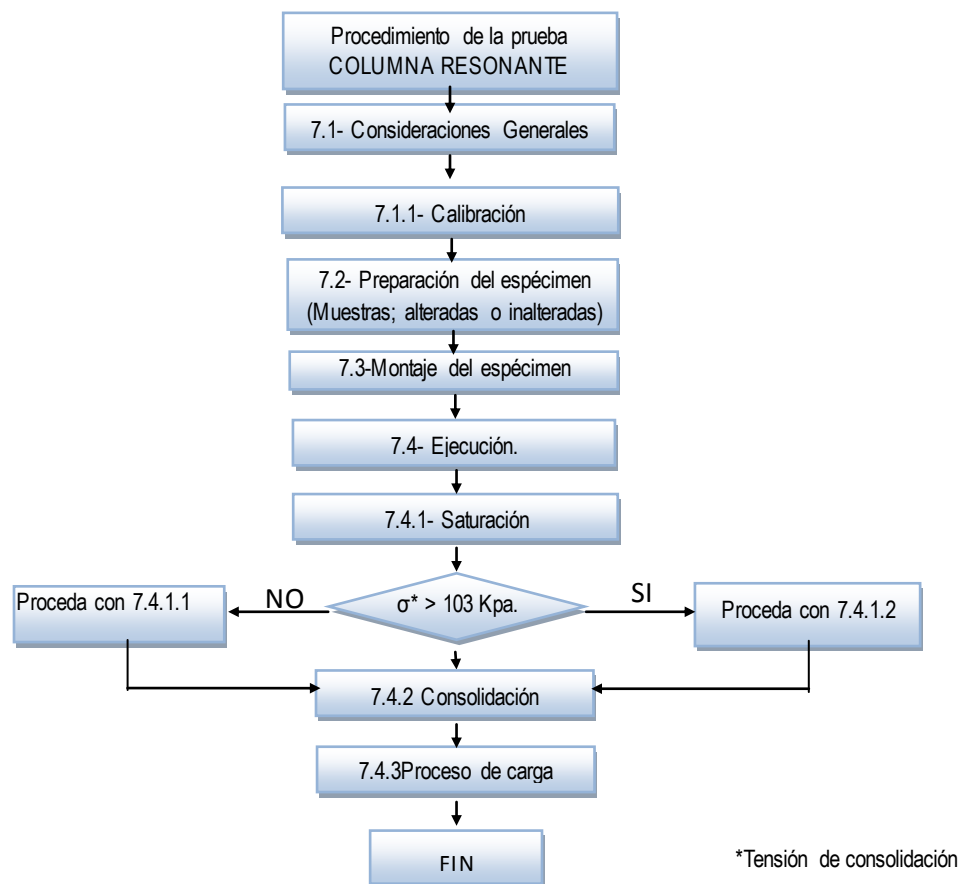
**Nota:** Todas las medidas de masa deberán tener una precisión del 0.1 %.

- *Misceláneos.*

Cronómetro, sierra, regla de acero, pizetas, desecador, recipientes para contenido de humedad, cuchara, franelas, horno de secado y expansor para la membrana de goma látex.

## 7. Procedimiento.

En el esquema 3.6 muestra los pasos en forma general a seguir en el desarrollo de esta prueba, este esquema se ha desarrollado luego de documentar el procedimiento basado en la norma ASTM D4015, y cabe mencionar que este esquema no forma parte de dicha norma, sin embargo resulta útil, para la fácil comprensión del procedimiento de la prueba.



Esquema 3.6 Representación esquemática del procedimiento para la prueba columna resonante.

## 7.1 Consideraciones generales.

### 7.1.1 Labrado de especímenes.

Para el labrado de los especímenes (alterados o inalterados) tomar en cuenta los siguientes requerimientos:

- ✓ Los especímenes deben ser de sección transversal circular uniforme con sus extremos perpendiculares al eje del mismo.
- ✓ El espécimen debe tener un diámetro mínimo de 3.3 cm. (1.3 pulg.).
- ✓ El diámetro de la muestra deberá ser 10 veces mayor que el tamaño máximo de la partícula encontrada en la muestra, excepto para especímenes que tengan un diámetro de 7.0 cm. (2.8 pulg.) o más.

**Nota:** Si después de realizar el ensayo se encuentran (basada en una observación visual) en el espécimen partículas de sobretamaño, estas deberán ser reportadas en la hoja de datos correspondientes.

- ✓ La relación altura/diámetro no deberá ser menor que 2 ni mayor que 7.
- ✓ Cuando en las condiciones de campo, el esfuerzo vertical es mayor que el esfuerzo lateral, entonces la relación altura/ diámetro estará entre 2 y 3.

### 7.1.2 Calibración de los transductores y del equipo.

La calibración de los transductores de velocidad y aceleración que miden el desplazamiento longitudinal y trasversal se hace para obtener las constantes ( $LCF$ ) y ( $RCF$ ) que serán utilizadas en los cálculos. Por otra parte se discutirá la medición y determinación de masas e inercias de ambas placas (extremo pasivo y activo), constantes de frecuencia resonante longitudinal y torsional ( $f_{oL}$ ,  $f_{oT}$ ), constantes de los resortes longitudinal y torsional del aparato ( $KSL$ ,  $KST$ ), Coeficiente de amortiguamiento del aparato,  $ADC_{oL}$  y  $ADC_{oT}$ , factor de fuerza/corriente y torque corriente ( $FCF$ ) y ( $TCF$ ), para el movimiento longitudinal y torsional respectivamente. Estos factores se utilizaran más adelante en la sección de cálculos.

#### 7.1.2.1 Calibración de transductores.

Debido a la necesidad de verificar periódicamente la calidad de los datos que se están obteniendo y la linealidad de los sensores instalados en el equipo, se debe realizar una calibración de los transductores.

##### **Transductores de movimiento:**

Estos pueden ser calibrados por cualquier método, siempre y cuando se asegure la exactitud en la calibración dentro del 5%. Esto implica que para los transductores de velocidad y de aceleración

la frecuencia de vibración será incluida como un término de “factor de calibración”, para los transductores de movimiento, así:

- a) Para el transductor de velocidad, el factor de calibración de desplazamiento es dado por:

$$LCF \text{ o } RCF = \text{factor de calibración de la velocidad}/(2\pi f) \quad \text{Ec.3.47}$$

Donde:

$LCF$  = Factor de calibración del transductor de velocidad usado para medir el movimiento longitudinal (Pico-m/pico-Voltio).

$RCF$  = Factor de calibración del transductor de velocidad usado para medir el movimiento torsional (Pico-Rad/Pico-voltio).

$f$  = Frecuencia, Hz.

- b) Para el caso que se utilice un transductor de aceleración, el factor de calibración de desplazamiento, es dado por:

$$LCF \text{ o } RCF = \text{factor de calibración de aceleración}/(2\pi f)^2 \quad \text{Ec.3.48}$$

Donde:

$LCF$  = Factor de calibración del transductor de aceleración usado para medir el movimiento longitudinal (Pico-m/Pico/Voltio).

$RCF$  = Factor de calibración del transductor de aceleración usado para medir el movimiento torsional (Pico-Rad/Pico-voltio).

$f$  = Frecuencia, Hz.

**Notas:**

- $LCF$  y  $RCF$  están en función de la frecuencia medida en cualquier instante en el desarrollo de la prueba.
- Se identifican con un sub índice A o P denotando si el transductor está ubicado en la placa del extremo activo o pasivo respectivamente.

### 7.1.2.2 Calibración de equipo.

Las constantes del aparato serán utilizados en la sección de cálculos, en esta parte se discutirá la obtención de estos valores.

#### 1. Masa de la placa del extremo pasivo:

La masa de la placa del extremo pasivo será determinada con todos los transductores y otros accesorios unidos rígidamente a ella, así:

La masa,  $M_p$  (masa de la placa del extremo pasivo, incluyendo la masa de todos los accesorios rígidamente conectados a ella) será obtenida en una balanza con una precisión del 0.1%, y expresada en Kg.

#### 2. Inercia rotacional de la placa del extremo pasivo:

Será determinada con todos los accesorios unidos a ella, así:

- La inercia rotacional de los componentes cilíndricos sólidos concéntricos a la placa del extremo pasivo y sus accesorios, es determinada mediante la siguiente expresión:

$$(J_p)_1 = \frac{1}{8} \sum_{i=1}^n M_i d_i^2 \quad \text{Ec.3.49}$$

Donde:

$J_{p1}$  = Inercia rotacional de los componentes cilíndricos sólidos, (Kg.-m<sup>2</sup>).

$M_i$  = Masa del “i-ésimo” componente cilíndrico sólido, (Kg.).

$d_i$  = Diámetro del “i-ésimo” componente cilíndrico sólido, (m).

$n$  = Numero de componentes cilíndricos sólidos.

- La inercia rotacional de los accesorios complementarios a esta placa (como transductores y otras masas unidas) pueden ser determinados así:

$$(J_p)_2 = \sum_{i=1}^n M_i r_i^2 \quad \text{Ec.3.50}$$

Donde:

$(J_p)_2$  = Inercia rotacional de los accesorios complementarios a la placa pasiva, (Kg.m<sup>2</sup>).

$M_i$  = Masa del “i-ésimo” componente cilíndrico sólido, (Kg.).

$r_i$  = Distancia del eje de la placa al centro de la masa para el componente cilíndrico sólido, (m).

$n$  = Número de componentes unidos a la placa del extremo pasivo, los cuales no son cubiertos en la determinación de  $(J_p)_1$ .

### - Inercia total rotacional

Para el extremo pasivo viene dada por:

$$J_P = (J_P)_1 + (J_P)_2 \quad \text{Ec.3.51}$$

Donde:

$J_P$  = Inercia total rotacional para el extremo pasivo, (Kg.-m<sup>2</sup>).

$(J_P)_1$  = Inercia rotacional de los componentes cilíndricos sólidos, (Kg.-m<sup>2</sup>).

$(J_P)_2$  = Inercia rotacional de los accesorios complementarios a la placa pasiva, (Kg.-m<sup>2</sup>).

### 3. Masa de la placa del extremo activo e inercia rotacional:

La masa  $MA$ , y la inercia rotacional,  $J_A$ , de la placa del extremo activo se determina con todos los transductores y accesorios rígidamente conectados a ella, incluyendo los componentes del dispositivo de excitación de vibración, fijados rígidamente a dicha placa.

Para la determinación de la inercia rotacional, si todos los componentes no tienen una geometría simple, se puede aplicar un procedimiento alternativo (que emplea una barra de calibración de metal con rigidez torsional conocida) el cual se resume de la siguiente manera:

- Acoplar la barra de calibración a la placa del extremo pasivo asegurando su empotramiento.
- Posteriormente unir la barra de calibración a la placa del extremo activo.

#### Notas:

- Puesto que puede ser muy difícil sujetar la barra de calibración a la placa sin la adición de inercia rotatoria, es recomendable que la barra de calibración sea sujeta permanentemente a una placa auxiliar con soldadura autógena.
- Si la placa auxiliar no es idéntica a la que se utilizará en la prueba, entonces debe ser considerada la diferencia entre su inercia rotacional y de la placa activa (Por ejemplo, suponga que el valor de la inercia rotacional del extremo activo con la barra de calibración es  $J_1$  y la inercia rotacional de la barra de calibración es  $J_2$  y la inercia rotacional de la placa para el espécimen de suelo es  $J_3$ , entonces el valor de  $J_A$  estará dado por:  $J_A = J_1 - J_2 + J_3$ ).
- La rigidez torsional de la barra de calibración se debe elegir de tal forma que la frecuencia resonante del sistema con la barra de calibración, esté cercana a la gama de frecuencias del sistema resonante antes mencionado para la prueba.
- Puede ser necesario utilizar varias barras de calibración según el tamaño del espécimen de suelo.

- Con la barra de calibración en su lugar, determinar la amplitud más baja de la frecuencia para el sistema resonante en vibración torsional,  $(f_{\text{barra}})_T$ .
- Calcular la inercia rotacional de la placa del extremo activo del sistema, de la siguiente manera:

$$J_A = \frac{(K_{\text{barra}})_T}{(2\pi)^2 \left[ (f_{\text{barra}})_T^2 - (f_{oT})^2 \right]} \quad \text{Ec.3.52}$$

Donde:

- $J_A$  = Inercia rotacional de la placa del extremo activo, (Kg-m<sup>2</sup>).
- $(K_{\text{barra}})_T$  = Rigidez torsional de la barra de calibración =  $(I_p G)/L$  en (Kg-m<sup>2</sup>-seg<sup>2</sup>),
- $I_p$  = Inercia de rotación de la barra de calibración =  $(\pi d^4)/32$ , (m<sup>4</sup>).
- $L$  = Longitud de la barra de calibración, (m).
- $d$  = Diámetro de la barra de calibración, (m).
- $G$  = Módulo de cortante para el material de la barra de calibración (Pa), y
- $(f_{\text{barra}})_T$  = Frecuencia para el sistema resonante en vibración torsional (Hz).
- $f_{oT}$  = Frecuencia resonante torsional del aparato (Hz).

**Nota:** Las ecuaciones precedentes asumen que la inercia de rotación de la(s) barra(s) de calibración es mucho menor que los valores correspondientes para el sistema de la placa del extremo activo.

#### 4. Frecuencias resonantes del aparato, Constantes de Resorte y constantes de amortiguamiento:

Las frecuencias resonantes del aparato y las constantes de los resortes, longitudinal y torsional, se definen solamente para aquellos aparatos que tienen resortes unidos a la placa del extremo activo del sistema:

a) Para la frecuencia resonante siga el siguiente procedimiento:

- Instalar el aparato completo con la placa del extremo activo y los anillos, sin el espécimen de suelo.
- Iniciar la vibración en un punto de baja amplitud y ajuste la frecuencia de vibración hasta que la fuerza entre en fase con la velocidad de la placa del extremo activo.
- Registrar a continuación la frecuencia resonante del aparato ( $f_{oL}$ ) para vibración longitudinal y la vibración torsional es ( $f_{oT}$ ), para la vibración torsional.

b) Las constantes de los resortes longitudinal y torsional del aparato ( $K_{SL}$ ,  $K_{ST}$ ) se determinan así:

Utilizando los valores obtenidos de ( $f_{oL}$ ) y ( $f_{oT}$ ), del procedimiento anterior, y además conociendo la masa e inercia rotacional de la placa del extremo activo, calcúlese así:

$$K_{SL} = (2\pi f_{oL})^2 M_A \quad \text{Ec.3.53}$$

Donde:

$K_{SL}$  = Constante de resorte longitudinal, ( $\text{Hz}^2\text{-Kg}$ ),

$f_{oL}$  = Frecuencia resonante longitudinal del aparato (Hz).

$M_A$  = Masa de la placa del extremo activo (Kg).

$$K_{ST} = (2\pi f_{oT})^2 J_A \quad \text{Ec.3.54}$$

Donde:

$K_{ST}$  = Constante de resorte torsional, ( $\text{Hz}^2\text{-Kg-m}^2$ ).

$f_{oT}$  = Frecuencia resonante torsional del aparato, (Hz).

$J_A$  = Inercia rotacional de la placa del extremo activo, ( $\text{Kg-m}^2$ ).

c) Determinar las constantes de amortiguamiento del aparato, mediante el procedimiento siguiente:

- Sujetar las masas que se utilizaron para la determinación de la frecuencia resonante del aparato

**Nota:** Para aparatos sin resortes, en la placa extremo activo inserte la barra de calibración que fue descrita en la sección anterior.

- Insertar la barra de calibración como se explico en el apartado “masa de la placa del extremo activo e inercia rotacional”.
- Con el aparato vibrando a la frecuencia de resonancia, suspender la energía al dispositivo de excitación y registrar la curva de decaimiento para la vibración del aparato.
- De la curva de decaimiento, calcular el decremento logarítmico, ( $\delta$ ) como sigue:

$$\delta_{L,T} = (1/n) \ln(A_1 / A_{(n+1)}) \quad \text{Ec.3.55}$$

Donde:

$\delta_{L,T}$  = Decremento logarítmico longitudinal o torsional (adimensional).

$A_1$  = Amplitud de vibración para el primer ciclo después de que la energía es suspendida.

$A_{n+1}$  = Amplitud para (n + 1) ciclo, y

$n$  = Número de ciclos.

- Coeficiente de amortiguamiento del aparato,  $ADC_{oL}$ , para vibración longitudinal, está dada por:

$$ADC_{oL} = 2f_{oL}M_A\delta_L \quad \text{Ec.3.56}$$

Donde:

$ADC_{oL}$  = Coeficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento longitudinal, (Kg-Hz).

$f_{oL}$  = Frecuencia resonante, para la vibración longitudinal del aparato (Hz).

$M_A$  = Masa de la placa del extremo activo (Kg).

$\delta_L$  = Decremento logarítmico para el movimiento longitudinal (adimensional).

- Coeficiente de amortiguamiento del aparato,  $ADC_{oT}$  Para el movimiento torsional, está dado por:

$$ADC_{oT} = 2f_{oT}J_A\delta_T \quad \text{Ec.3.57}$$

Donde:

$ADC_{oT}$  = Coeficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento torsional (Hz-Kg-m<sup>2</sup>)

$f_{oT}$  = Frecuencia resonante torsional del aparato (Hz).

$J_A$  = Inercia rotacional de la placa del extremo activo (Kg.-m<sup>2</sup>).

$\delta_T$  = Decremento logarítmico para el movimiento torsional (adimensional).

### 5. Factores Fuerza/corriente y Torque/corriente:

Para un aparato sin resortes unidos a la placa del extremo activo, proceda de la siguiente forma para la obtención de estos factores:

- Insertar la barra de calibración según el apartado “masa de la placa del extremo activo e inercia rotacional”.
- Determinar la frecuencia resonante de este sistema consistente de un solo grado de libertad con la placa del extremo activo y el resorte del aparato (o barra de calibración).
- Fijar la frecuencia hasta 0.707 veces la frecuencia resonante



- d) Aplicar suficiente corriente al dispositivo de excitación de vibración, hasta que el transductor de vibración, tenga salida al dispositivo de lectura con una señal de por lo menos diez veces la señal debida a las vibraciones ambientales y al ruido eléctrico, cuando no se encuentre encendido al dispositivo de excitación.
- e) Registrar la salida del transductor de vibración y del instrumento medidor de corriente.
- f) Fijar la frecuencia en 1.414 veces la frecuencia resonante del sistema.
- g) Obtener las lecturas del transductor de vibración y del instrumento medidor de corriente de una manera similar a como se obtuvieron para 0.707 veces la frecuencia resonante.
- h) Calcular  $C_1$  y  $C_2$  de la siguiente forma:

$$C_1 = 0.5(VTCF)(TO1) / CR1 \quad \text{Ec.3.58}$$

$$C_2 = (VTCF)(TO2) / CR2 \quad \text{Ec.3.59}$$

Donde:

$C_1$  y  $C_2$  = Constantes.

$VTCF$  = Factor de calibración del transductor de desplazamiento para vibración en el extremo activo ( $LCF$  o  $RCF$ ) dependiendo si es vibración longitudinal o torsional.

$TO1$  = Señal de salida del transductor del extremo activo en 0.707 veces la frecuencia de resonancia (Hz).

$CR1$  = Lectura de corriente del instrumento en 0.707 veces la frecuencia de resonancia (A ó V).

$TO2$  = Señal de salida del transductor del extremo activo en 1.414 la frecuencia de resonancia (Hz).

$CR2$  = Lectura del instrumento medidor de instrumento en 1.414 veces la frecuencia de resonancia (A ó V).

**Notas:**

- $LCF$  y  $RCF$  son función de la frecuencia para los transductores de medición de velocidad y aceleración.
- $CR1$  y  $CR2$ ; tendrán unidades en amperios si se utiliza un instrumento que mide la corriente, (A). Alternativamente, puede ser medida la caída de voltaje a través de una resistencia fija, en este caso las unidades serán voltios, (V).
- $C1$  y  $C2$  deben estar dentro del 10 %.

- i) Calcular el factor de calibración de fuerza/corriente,  $FCF$ , así:

$$FCF = 0.5(C_1 + C_2)K \quad \text{Ec.3.60}$$

Donde:

$FCF$  = Factor de fuerza/corriente (A ó V).

$C_1$  y  $C_2$  = Constantes.

$K$  = Constante de resorte del aparato (o para el aparato sin resortes, la constante de resorte de la barra de calibración) para movimiento longitudinal ( $\text{Hz}^2\text{-Kg}$ ).

- j) Por medio de  $C_1$  y de  $C_2$  en vibración torsional, el factor de calibración de torque/corriente,  $TCF$  se obtiene así:

$$TCF = 0.5(C_1 + C_2)K \quad \text{Ec.3.61}$$

Donde:

$TCF$  = Factor torque/corriente, (A ó V).

$C_1$  y  $C_2$  = Constantes.

$K$  = Constante del resorte del aparato (o para el aparato sin resortes, la constante de calibración del resorte de la barra) para movimiento torsional ( $\text{Hz}^2\text{-Kg}$ ).

## 7.2 Preparación del espécimen.

### 7.2.1 Especímenes de muestras inalteradas (cortadas a mano en forma de cubo):

1. Cortar un fragmento prismático de la muestra inalterada de suelo, utilizando sierras de alambre u otro equipo de labrado.
2. Labrar el prisma de suelo, girándolo hasta moldear el espécimen según los requisitos establecidos en la sección 7.1. Posteriormente ajustar sus superficies usando una regla enrasadora de acero.

#### Notas:

- Si al realizar el labrado del espécimen se dejan huecos visibles en la superficie de este, rellenar cuidadosamente con suelo remanente del tallado.
  - Manejar cuidadosamente el espécimen para minimizar alteraciones, cambios en la sección transversal o en el contenido de humedad.
  - El labrado debe ser realizado en un cuarto de humedad controlada, donde se reduzca al mínimo el cambio en el contenido de humedad.
3. Colocar en el desecador el espécimen labrado y luego determinar su contenido de humedad al 0.1 %, utilizando el suelo remanente del labrado, según el método de prueba D 2216,

“Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo y rocas”.

4. Retirar el espécimen del desecador y tome tres veces la altura de éste al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realizar estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
5. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realice estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $d_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
6. Determinar y registrar la masa del espécimen labrado con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
7. Colocar nuevamente el espécimen preparado, ya sea en un desecador, en un recipiente hermético o en una bolsa plástica, para impedir cualquier pérdida de humedad hasta el momento de ensayarlos.

#### 7.2.2 *Especímenes de muestras inalteradas (extraídas con tubo muestreador):*

1. Tomar cuidadosamente un espécimen evitando en lo posible cualquier pérdida de humedad y cambio en sus dimensiones.
2. Cortar los extremos de las superficies planas y perpendiculares al eje longitudinal del espécimen, procurando que se mantengan las características del contenido de humedad y de la sección transversal de éste.
4. Realizar los pasos del 3 al 7 de la sección 7.2.1.

**Nota:** Cuando en el espécimen haya guijarros, irregularidades excesivas o resulte que se desmenuza fácilmente en los extremos, puede rellenarse con porciones del mismo suelo para ajustar las irregularidades y producir la superficie deseada. Un procedimiento alternativo podría ser el de cabecear los especímenes con un espesor mínimo de yeso de París, de grout o de algún material similar. En este caso la

disposición para el drenaje del espécimen tendría que ser proporcionada por los agujeros en el cabezal.

### 7.2.3 Especímenes de muestras alteradas:

La preparación de esta clase de especímenes, necesitan ser compactados directamente sobre el cabezal inferior, el cual se encuentra unido a la base de la cámara triaxial, esto es requerido para prevenir la alteración del espécimen.

#### 7.2.3.1 Método de fluviación a través de agua (aplicable únicamente a suelos granulares):

1. Tomar una porción suficiente del suelo a ensayar y saturarlo inicialmente en un recipiente o contenedor.
2. Colocar una membrana de goma látex humedecida en el interior de un molde, para elaborar el espécimen de prueba.
3. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
4. Vertir el suelo saturado en el interior del molde y compactar por vibración a la densidad requerida.

**Nota:** El espécimen puede ser vibrado ya sea en los lados del molde o en la base de la cámara triaxial, usando una variedad de instrumentos. Éstos pueden consistir en lo siguiente: Golpeando ligeramente con una cuchara, una barra de metal o alternativamente utilizar un vibrador mecánico o eléctrico.

5. Luego, tomar tres veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realizar estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
6. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste.

Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $d_{prom}$ ) en el formato correspondiente.

7. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
8. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.3.2 Método de preparación seca (aplicable únicamente a suelos granulares):*

1. Colocar un extremo de la membrana de goma látex en el placa inferior de la cámara triaxial.
2. Asegurar un anillo sobre la membrana de goma látex para sellarla junto con el cabezal inferior.
3. Colocar un molde partido sobre el cabezal inferior.
4. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del molde partido sosteniéndola por la orilla y extendiéndola hacia arriba.
5. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
6. Vertir la muestra de suelo dentro del molde partido a través del tamiz, el cual debe ser retirado lentamente para que se forme el espécimen.

**Notas:**

- Si se desea una mayor densidad en el espécimen el molde puede ser vibrado.
  - La densidad del espécimen puede ser controlada variando el tamaño de la abertura del tamiz.
7. Luego, Tomar tres veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realizar estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  8. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realice estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $d_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  9. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.

10. Proseguir según la sección 7.3 “montaje del espécimen”.

*7.2.3.3 Método de compactación por apisonamiento (aplicable a suelos granulares o cohesivos, secados al aire o húmedos):*

1. Tomar una porción del suelo a ensayar entre 2 y 3 Kg.
2. Disgregar el suelo y tamizar por la malla No.4. Posteriormente colocarlo en un recipiente con su respectiva identificación y desmenuzar completamente los grumos en el suelo del material que paso la malla No.4, teniendo el cuidado de no reducir el tamaño natural de las partículas individuales.
3. Tomar una cantidad de entre 1 y 1.5 Kg de suelo para la compactación, agregue agua y mezcle completamente hasta producir el contenido de agua deseado.
4. Almacenar el material en un recipiente hermético o en bolsas plásticas y dejarlo reposar durante un tiempo mínimo de 16 horas.
5. Posteriormente colocar un extremo de la membrana de goma látex en el cabezal inferior de la cámara triaxial.
6. Asegurar un anillo sobre la membrana de goma látex para sellarla junto con el cabezal inferior.
7. Colocar un molde partido sobre el cabezal inferior de la cámara triaxial, el cual debe poseer las dimensiones según los requisitos establecidos en 7.1.
8. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del molde partido sosteniéndola por la orilla y extendiéndola hacia arriba.
9. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
10. Colocar el suelo preparado dentro del molde (por lo menos en 6 capas) y compactarlo a la densidad deseada utilizando un apisonador que posea un diámetro igual o menor a la mitad del diámetro del molde.

**Notas:**

- Escarificar la superficie de cada capa de suelo compactada con el objetivo de lograr la adherencia entre las capas.
- Los especímenes pueden ser compactados a la densidad deseada por uno de los siguientes métodos: 1) apisonando cada capa de suelo colocada en el molde hasta llevar la masa acumulada

a un volumen conocido, 2) ajustando el número de capas, el número de golpes por capas y la fuerza de apisonamiento para compactar cada capa.

11. Luego, Tomar tres veces la altura del espécimen al 0.025 mm más cercano para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y al 0.25 mm más cercano para especímenes que tengan diámetros mayores de 15 cm, realice estas mediciones a una separación de 120°, utilizando una cinta. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
12. Tomar tres medidas del diámetro del espécimen con una precisión de 0.025 mm para especímenes de hasta 15 cm de diámetro y para diámetros mayores que este valor hasta una precisión de 0.25 mm, realizar estas mediciones una en la parte superior, media e inferior de la altura total de éste. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $d_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
13. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de 0.01g para especímenes con un diámetro de hasta 6.35 cm y con una precisión de 0.1g para especímenes que tengan un diámetro mayor que este valor.
14. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.3.4 Método de compactación por vibración seca o húmeda (aplicable a suelos granulares húmedos o secados al horno):*

1. Seguir los pasos del 1 al 14 de la sección 7.2.3.3 “Método de compactación por apisonamiento” con la única diferencia que cada capa colocada en el molde ahora será vibrada, en lugar de utilizar un apisonador.

**7.3 Montaje del espécimen.**

1. Seleccionar cualquiera de las dos formas que se presentan a continuación, para la colocación de la muestra en la cámara triaxial:
  - 1.1 Colocar el espécimen en la base de la cámara triaxial y sobre él, colocar la membrana de goma látex, con ayuda del expansor de membrana.
  - 1.2 Colocar la membrana de goma látex en la base de la cámara triaxial, luego situar el espécimen sobre ella y deslizar la membrana de goma látex hacia arriba en posición vertical.

2. Colocar alrededor de los extremos del espécimen anillos de hule o cualquier otro sello seguro, (véase la figura 3.42).
3. Acoplar el espécimen de suelo a la placa del extremo pasivo asegurando su empotramiento, para lo cual es recomendable el uso de pegamentos (este pegamento puede ser un silicón o epóxido).

**Nota:** La eficiencia del pegamento será evaluada probando dos especímenes del mismo material pero de diversa longitud. (Las longitudes de estos especímenes diferenciarán por lo menos un factor de 1.5). Se considerara satisfactorio si los valores del módulo ( $G$ ) para estos dos especímenes no difieran por más del 10 %.

4. Unir el espécimen a la placa del extremo activo.
5. Conectar el dispositivo de excitación de vibración, al generador de onda sinusoidal (junto al amplificador, si es requerido).
6. Acoplar el dispositivo de excitación de vibración a la placa del extremo que se esté utilizando para generar la vibración, la cual puede ser la placa del extremo activo si la del extremo pasivo esta fija o si su correspondiente valor de  $P_{L,T} > 100$ .

**Nota:** Si la placa del extremo pasivo esta fija o su relación de inercias es mayor de cien ( $P_{L,T} > 100$ , véase la sección 8 “cálculos” para la definición de  $P_{L,T}$ ), el movimiento de la placa del extremo activo se utiliza para establecer la resonancia, por lo tanto el dispositivo de excitación será conectado a esta placa; de lo contrario el dispositivo de excitación se conectará al extremo pasivo, y la placa del extremo pasivo será utiliza para establecer la resonancia.

7. Conectar los transductores de vibración con sus instrumentos de lectura, así como también el acelerómetro para el tipo de movimiento (longitudinal o torsional) a ser aplicado, como se observa en la figura 3.42.

**Nota:** Ajuste y calibre los instrumentos de lectura según sus manuales de instrucción.

8. Ensamblar la cámara triaxial sobre el espécimen sellado.
9. Continuar con la siguiente sección “Ejecución de la prueba”.

### **10. Ejecución de la prueba.**

El procedimiento que se sigue para la realización de esta prueba depende del aparato y equipo electrónico utilizado, además de los métodos usados para realizar el control y mediciones de la presión de confinamiento. Sin embargo, a continuación se proporciona un procedimiento general.



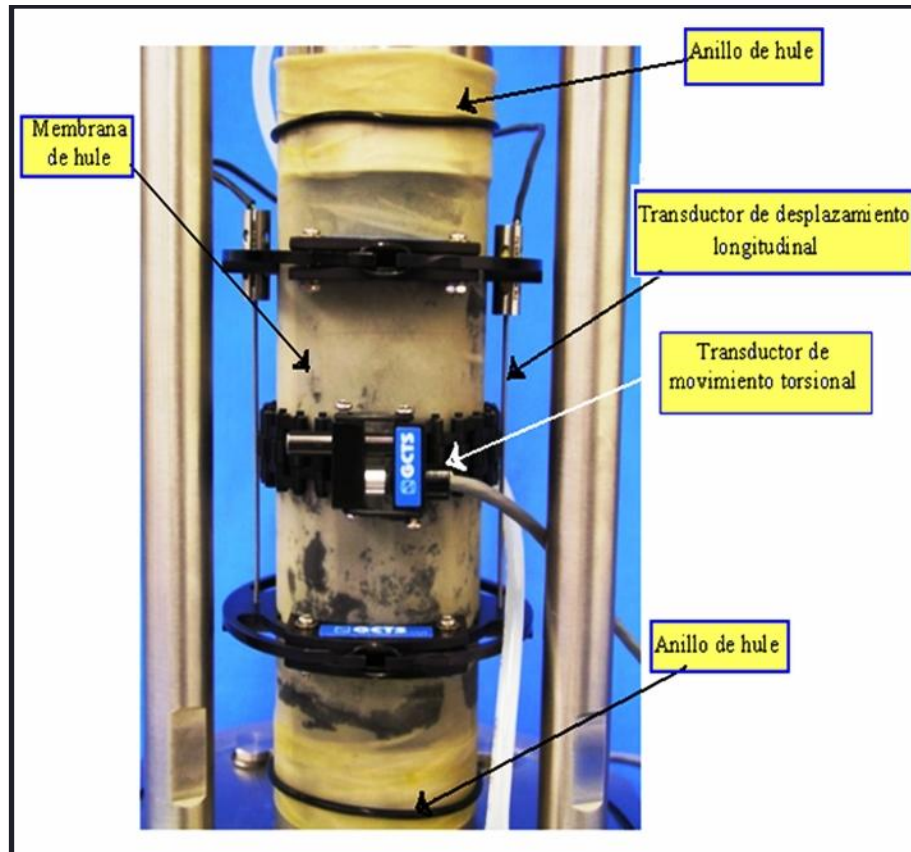


Figura 3.42 Espécimen de suelo revestido con membrana de goma látex, anillos de hule y los dispositivos de medición para la prueba Columna Resonante [www.used-line.com].

#### 7.4.1 Saturación.

Consiste en llenar con agua los espacios vacíos dentro del espécimen, sin un pre esfuerzo indeseable o permitiendo que el espécimen se hinche bajo los esfuerzos de consolidación efectivos deseados.

Si se desea ensayar el espécimen en una condición saturada entonces siga los lineamientos del procedimiento que se da en esta sección. Si se desea ensayar el espécimen en una condición no saturada entonces proceda según 7.4.2.

##### 7.4.1.1 Especímenes que requieren tensiones de consolidación mayores de 103 Kpa (14.7 PSI):

1. Abrir la válvula de control del vacío y aplíquelo al espécimen y al sistema de drenaje, con el objetivo de eliminar cualquier burbuja de aire existente y realizar el ensayo en una condición completamente saturada.

**Nota:** Aplicar el vacío más grande que esté disponible, de tal forma que se permita que el agua desaireada se filtre lentamente a través del espécimen hasta el fondo. El movimiento ascendente del agua debe ser lo suficientemente lento como para reducir al mínimo el entrapamiento de posibles burbujas de aire y evitar una alteración significativa del espécimen, así como de tener cuidado que los finos no estén siendo lavados.

2. Conectar la válvula de drenaje al espécimen de tal manera que se permita que el agua sature el sistema (líneas, discos porosos, dispositivo de la presión de poro, papel filtro y discos) y a la muestra mientras se mantiene el vacío.

**Notas:**

- Otra manera de cómo saturar el sistema de drenaje es por ebullición de los discos porosos y permitiendo que el agua desaireada atraviese el sistema antes del montaje del espécimen.
- Quitar el aire tanto como sea posible (antes de aplicar la contrapresión), hará disminuir la contrapresión requerida para la saturación.

3. Observar si aparece agua en la bureta que está en comunicación con el cabezal del espécimen, si es el caso llene el resto de la bureta con agua desaireada y simultáneamente Reducir el vacío e incremente la presión de la cámara hasta que la presión de poros del espécimen se encuentre a la presión atmosférica y la presión de la cámara sea de 103 Kpa (14.7 PSI).

**Notas:**

- La contrapresión en el espécimen en cada paso, debe ser tal que se mantenga un esfuerzo de confinamiento efectivo de menos de 103 Kpa (14.7PSI).
- La condición isotrópica de esfuerzos se puede mantener mientras se ejerce la contrapresión; transmitiendo la carga axial a la barra de carga según el procedimiento descrito en 7.4.2.

4. Evaluar el grado de saturación en intervalos apropiados, midiendo el parámetro de presión de Poro B de Skepton, como sigue a continuación:

- 4.1 Cerrar las válvulas de drenaje y aumente la presión de la cámara en 35 Kpa (5 PSI).

**Nota:** La cantidad de incremento en la presión de la cámara debe ser menor que los esfuerzos efectivos deseados.

- 4.2 Determinar y registrar el valor máximo de la presión de poro inducida, después de aproximadamente 2 minutos.

**Notas:**

- En muchos especímenes, la respuesta inmediata de la presión de poro es de una disminución para luego aumentar levemente con el tiempo. Si esto ocurre, los valores de

$\Delta u$  se deben graficar con el tiempo y la presión de poros asintótica que se obtenga se denominará como el cambio en la presión de poro ( $\Delta u$ ).

- Un aumento grande de  $\Delta u$  con el tiempo y con los valores de  $\Delta u$  mayores a  $\sigma_3$  ( $\Delta u > \sigma_3$ ) puede ser un indicativo de alguna fuga de líquido de la cámara.
- Los valores de  $\Delta u$  que disminuyen con el tiempo pueden indicar una fuga en alguna parte del sistema de medición de la presión de poro localizado fuera de la cámara o por una saturación incompleta.

4.3 Calcular el valor de B usando la siguiente ecuación:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \quad \text{Ec.3.62}$$

Donde:

$\Delta u$  = Cambio en la presión de poros del espécimen; el cual ocurre como resultado de un cambio en la presión de la cámara, cuando las válvulas de drenaje del espécimen están cerradas y

$\Delta \sigma_3$  = Cambio en la presión de la cámara.

4.4 Verificar las siguientes condiciones:

- a) Un valor de B igual o superior a 0.95 ( $B \geq 0.95$ ) se considera aceptable para las arenas.
- b) Si B es menor de 0.95 ( $B < 0.95$ ): Volver a aplicar la misma presión de confinamiento (presión de la cámara menos la contrapresión) ya sea reduciendo la presión de la cámara por 35 Kpa (5 PSI) o alternativamente aumentando la contrapresión en 35 Kpa (5 PSI). Si B continua aumentando con el incremento de la contrapresión proseguir con la saturación, paso 2 de esta sección.
- c) Si B es igual o mayor de 0.95 ( $B \geq 0.95$ ) o si una grafica de B vs. la contrapresión; no indica ningún aumento posterior de B con incrementos sucesivos de la contrapresión, iniciar el proceso de consolidación, según la sección 7.4.2.

5. Proseguir con la sección 7.4.2 “Proceso de carga”.

*7.4.1.2 Especímenes que requieren tensiones de consolidación menores de 103 Kpa (14.7 PSI):*

1. Seguir el mismo procedimiento de la sección anterior “Especímenes que requieren tensiones de consolidación menores de 103 Kpa (14.7 PSI)”, con la única diferencia de que los esfuerzos obtenidos en el paso 4.4, por medio del paso 1 sean reducidos a un nivel que no produzcan sobre consolidación.

### 7.4.2 Consolidación:

El objetivo de esta fase de la prueba, es permitir que el espécimen alcance el equilibrio en una condición drenada bajo el esfuerzo de consolidación efectivo para el cual se desee. Durante la consolidación los datos obtenidos son utilizados en la determinación de la consolidación completa del espécimen.

1. Verificar el cierre de las válvulas de drenaje del espécimen.
2. Aplicar en el espécimen el máximo de la contrapresión y manténgala constante, luego incrementar la presión en la cámara hasta que la diferencia entre la presión de la cámara y la contrapresión sea igual al esfuerzo efectivo de consolidación deseado.

#### Notas:

- En los casos donde cantidades significativas de finos sean lavados del espécimen debido a altos gradientes hidráulicos iniciales, es permitido aumentar gradualmente la presión en la cámara a la presión total deseada durante un período de hasta 10 minutos con las válvulas de drenaje abiertas. Si esto se hace, el registro de los datos debe comenzar inmediatamente después que se alcanza la presión total.
  - En ciertas circunstancias, puede ser deseable la consolidación en etapas, especialmente cuando se utiliza drenaje radial.
3. Aplicar una carga axial ( $P_s$ ) a la barra de carga (que se ajustó al cabezal superior) para compensar la fuerza con la que se levanta hasta que el espécimen se mantenga en un estado de esfuerzos isotrópico u otro conocido, calculada con la siguiente ecuación:

$$P_s = \sigma_3 A_r - M \quad \text{Ec.3.63}$$

Donde:

$P_s$  = Corrección de la carga estática de la barra de carga, Kpa.

$M$  = Masa de la barra de carga y del cabezal superior, Kpa.

$\sigma_3$  = Presión de la cámara, Kpa.

$A_r$  = Área de la sección transversal de la barra de carga,  $\text{cm}^2$ .

4. Hacer una lectura inicial en la bureta (la cual mide el cambio de volumen en el espécimen) y abrir las válvulas apropiadas para el drenaje de modo que el espécimen pueda drenar en ambos extremos dentro de la bureta.
5. Observar y registrar las lecturas en la bureta en los intervalos de tiempo transcurrido de 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 4, 8 y 15 minutos, posteriormente a esta última lectura registre además las

lecturas del indicador de deformación (con una precisión de 0.025 mm) para los tiempos de 30 min, 1, 2, 4, y 8 h obtenidas cuidadosamente con la unión de la barra de carga con el cabezal superior del espécimen.

**Notas:**

- Si las lecturas de la bureta y del indicador de deformación se grafican contra la raíz cuadrada del tiempo, los intervalos de tiempo en los cuales se tomaron las lecturas pueden ser ajustados de tal manera de obtener raíces cuadradas exactas, por ejemplo, 0.09, 0.25, 0.49, 1, 4, 9 minutos, etc.
- Dependiendo del tipo de suelo, los intervalos de tiempo se pueden cambiar a intervalos convenientes que permitan una definición adecuada del cambio de volumen contra el tiempo.

6. Graficar las lecturas de la bureta y del indicador de deformación contra el logaritmo o la raíz cuadrada del tiempo transcurrido, considerando lo siguiente:

6.1 Si las lecturas se trazan contra el logaritmo del tiempo transcurrido, permitir que continúe la consolidación por lo menos en un ciclo logarítmico del registro del tiempo o por un período de una noche después de una reducción marcada en la pendiente que demuestre que se ha alcanzado el 100 % de la consolidación primaria.

6.2 Si las lecturas se trazan contra la raíz cuadrada del tiempo transcurrido, permitir que continúe la consolidación por lo menos 2 h después que se haya alcanzado el 100 % de la consolidación primaria.

**Nota:** Si existe una desviación marcada entre las pendientes de las curvas de la bureta y del indicador de deformación hacia el final de la consolidación, basado en las lecturas del indicador de deformación; esto denota fugas de líquido de la cámara dentro del espécimen y la prueba deberá ser concluida.

7. Determinar el tiempo para el 50 % de la consolidación primaria,  $t_{50}$ , de acuerdo con los lineamientos de uno de los procedimientos en el método de prueba D 2435 “Método de prueba de consolidación unidimensional de suelos”.

8. Continuar con la siguiente sección “Proceso de carga”.

### **7.4.3 Proceso de carga.**

Luego de haber conseguido la consolidación del espécimen, y ajustado todos los dispositivos tanto de aplicación de carga como de medición de respuesta, iniciar el proceso de aplicación de vibración en el espécimen como sigue:

1. Aplicar energía al dispositivo de excitación de la vibración, de modo que se inicie la vibración en un punto de baja amplitud (por ejemplo, 10Hz).
2. Incrementar la energía del sistema de bobinas, de modo que la frecuencia se incremente en valores  $\Delta f$  constantes, y en cada uno de ellos se registre su respectiva aceleración.
3. Ajustar la frecuencia de vibración hasta que entre en fase con la fuerza de la placa del extremo activo, a la velocidad del sistema, como sigue:
  - ✓ Si se utiliza un transductor de velocidad para medir la vibración, la frecuencia resonante del sistema ocurrirá cuando la grafica cambia de línea recta, y se incline.
  - ✓ Si se utiliza un transductor de desplazamiento o de aceleración, la frecuencia debe ajustarse para producir una elipse con los ejes vertical y horizontal (vea la sección 2 “definiciones” para establecer qué frecuencia resonante se debe registrar).

**Notas:**

- Se recomienda que la frecuencia sea medida por un dispositivo electrónico digital y registre por lo menos tres cifras significativas.
- La frecuencia resonante del sistema para el movimiento longitudinal será conocida como ( $f_L$ ) y para el movimiento torsional será ( $f_T$ ).

4. Tomar medidas de las amplitudes medias de deformación, con el sistema en resonancia (longitudinal y/o torsional).

**Notas:**

- Para incrementar o disminuir la amplitud de deformación, la corriente aplicada al dispositivo de excitación de la vibración debe ser aumentada o disminuida.
  - Así, para una corriente dada aplicada al dispositivo de excitación, los registros de las salidas del transductor que mide el movimiento vibratorio, con el sistema en resonancia, da la suficiente información para calcular las amplitudes medias de las deformación ( $\epsilon$ ) ó ( $\gamma$ ).
5. Después de realizar un cambio en la corriente aplicada al dispositivo de excitación de vibración, vuelvase a realizar el paso 4 de esta sección para establecer la correspondiente frecuencia resonante del sistema antes de utilizar las salidas del transductor y así determinar un nuevo valor de las amplitudes de las deformaciones.
  6. Seleccionar uno de los dos métodos siguientes para la obtención del amortiguamiento del sistema.

**Nota:** Asociada a cada amplitud de deformación y cada frecuencia resonante del sistema hay un valor de amortiguamiento.

✓ **Método de vibración constante:**

- Tomar las lecturas de salida del transductor del extremo activo o pasivo (dependiendo de qué extremo se utiliza para establecer la resonancia), en cada frecuencia resonante.
- Tomar la lectura de corriente aplicada al dispositivo de excitación de la vibración en cada frecuencia resonante, correspondiente a la lectura del primer paso.

✓ **Método de vibración libre:**

Con el sistema vibrando en frecuencia de resonancia:

- Detener el dispositivo de excitación de la vibración, suspendiendo la aplicación de corriente al dispositivo de excitación de vibración.
- Registrarla salida del transductor usado para establecer la resonancia en función del tiempo.
- Obtener la curva del decremento logarítmico para vibración libre.

**Notas:**

- Teóricamente, ambos métodos deben dar resultados idénticos. En la práctica, los resultados de cada método están generalmente cerca el uno del otro. El método de vibración constante es más fácil y más rápido, generalmente es el que más se utiliza, y el método de vibración libre se utiliza para comprobación de puntos aleatorios.
- Los cálculos para la obtención del valor de amortiguamiento son descritos en la sección 8.9.

## **8. Cálculos.**

Los cálculos requieren de los factores de calibración del aparato así como del peso y las dimensiones del espécimen. Además, para cada condición de presión de confinamiento, se requiere un registro de datos del sistema para cada amplitud de deformación vibratoria. Un registro de datos, consiste en el tipo de vibración (longitudinal o torsional), duración de la vibración (este tiempo se puede utilizar para calcular el número de ciclos de la vibración), frecuencia resonante del sistema, salidas del transductor del extremo pasivo o activo (dependiendo a qué extremo se ha establecido la resonancia), la lectura asociada con la corriente aplicada al dispositivo de excitación de vibración, y curva de decremento de amplitud de la vibración libre (si el método de vibración libre también va a ser utilizado para medir el amortiguamiento). Los cálculos descritos en esta sección pueden ser realizados por medio de un software especialmente diseñado para esta prueba, sin embargo la norma ASTM D 4015

menciona un programa para realizar algunos de estos cálculos, dando la opción de usar otros programas para realizar una parte o todos los cálculos mientras se obtengan resultados idénticos. A continuación se desarrollan los cálculos, empezando con las propiedades iniciales del espécimen así como algunos factores que están en función de las características del equipo y de la muestra ensayada, estos datos son necesarios para los cálculos de los parámetros dinámicos del suelo, tales como; los módulos, las deformaciones y los amortiguamientos.

### **8.1. Propiedades iniciales del espécimen:**

8.1.1 La densidad del espécimen de suelo, ( $\rho$ ) es dada por:

$$\rho = \frac{M}{V} \quad \text{Ec.3.64}$$

Donde:

$\rho$  = Densidad del espécimen de suelo, (Kg/m<sup>3</sup>).

$M$  = Masa total del espécimen, (Kg).

$V$  = Volumen del espécimen, (m<sup>3</sup>).

8.1.2 Inercia rotacional del espécimen:

La inercia rotacional de espécimen sobre el eje de rotación está dada por:

$$J = \frac{M d^2}{8} \quad \text{Ec.3.65}$$

Donde:

$J$  = Inercia rotacional del espécimen, (Kg-m<sup>2</sup>).

$d$  = Diámetro del espécimen (m).

$M$  = Masa total del espécimen, (Kg).

### **8.2. Factor de frecuencia adimensional:**

El factor de frecuencia adimensional, ( $F$ ), es usado en el cálculo de los módulos ( $E_d$ ) y ( $G$ ). Este factor es función de los parámetros del sistema ( $T$ ), ( $P$ ) y ( $ADF$ ), y de la razón de amortiguamiento del espécimen, ( $\zeta$ ).

Los valores de ( $F$ ) son proporcionados por programas de computadora. Sin embargo para casos donde ( $ADF$ ) es cero y la razón de amortiguamiento del espécimen es menor que 10 %, los



valores de  $(F)$  pueden ser obtenidos de los gráficos 3.1(a) y 3.1 (b). Estas graficas son independientes del extremo del espécimen que se utilice para determinar la resonancia.

### **8.2.1. Factores de Inercia del aparato:**

**8.2.1.1.** El factor de inercia del extremo activo, para movimiento longitudinal,  $(T_L)$ , es dado por:

$$T_L = \frac{M_A}{M} \left[ 1 - (f_{oL} / f_L)^2 \right] \quad \text{Ec.3.66}$$

Donde:

$T_L$  = Factor de inercia del extremo activo para movimiento longitudinal (adimensional).

$M_A$  = Masa de la placa del extremo activo, (Kg).

$M$  = Masa del espécimen, (Kg).

$f_{oL}$  = Frecuencia resonante del aparato para vibración longitudinal (valor Constante), (Hz).

$f_L$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento longitudinal (lectura), (Hz).

**Nota:** Para el aparato sin resortes unidos a la placa del extremo activo,  $(f_{oL})$  es cero.

**8.2.1.2.** El factor de inercia del extremo activo, para movimiento torsional,  $(T_T)$  es dada por:

$$T_T = \frac{J_A}{J} \left[ 1 - (f_{oT} / f_T)^2 \right] \quad \text{Ec.3.67}$$

Donde:

$T_T$  = Factor de inercia del extremo activo, para movimiento torsional (adimensional).

$J_A$  = Inercia rotacional de la placa del extremo activo, (determinado en proceso de calibración) (Kg-m<sup>2</sup>).

$J$  = Inercia rotacional del espécimen, (Kg-m<sup>2</sup>).

$f_{oT}$  = Frecuencia resonante del aparato para el movimiento torsional, (Hz).

$f_T$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento torsional (Hz).

**Nota:** Para el aparato sin resortes unidos al extremo activo,  $(f_{oT})$  es cero.

### **8.2.2. Relación de inercia de las placas:**

**8.2.2.1.** Para movimiento longitudinal, la relación de inercia del extremo pasivo,  $(P_L)$ , es dada por:

$$P_L = \frac{M_P}{M} \quad \text{Ec.3.68}$$

Donde:

$M_p$  = Masa de la placa del extremo pasivo, (Kg).

$M$  = Masa del espécimen, (Kg).

8.2.2.2. Para movimiento torsional, la relación de inercia del extremo pasivo, ( $P_T$ ), es dada por:

$$P_T = \frac{J_p}{J} \quad \text{Ec.3.69}$$

Donde:

$J_p$  = Inercia rotacional de la placa del extremo pasivo, (determinado en proceso de calibración) (Kg-m<sup>2</sup>).

$J$  = Inercia rotacional del espécimen (Kg-m<sup>2</sup>).

**Nota:** Para el caso especial donde el extremo pasivo se encuentre empotrado, ( $P_L$ ) y ( $P_T$ ) son iguales al infinito.

### 8.2.3. Factores de amortiguamiento del aparato:

8.2.3.1. Para movimiento longitudinal, el factor de amortiguamiento, ( $ADF_L$ ), es obtenido así:

$$ADF_L = ADC_{OL} \left[ \pi f_L M \right] \quad \text{Ec.3.70}$$

Donde:

$ADF_L$  = Factor de amortiguamiento para movimiento longitudinal, (Hz<sup>2</sup>-Kg<sup>2</sup>).

$ADC_{OL}$  = Coeficiente de amortiguamiento del aparato, para movimiento longitudinal, (determinado en proceso de calibración) (Hz-Kg).

$f_L$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento longitudinal, (Hz).

$M$  = Masa del espécimen, (Kg).

8.2.3.2. Para movimiento rotacional, el factor de amortiguamiento del aparato, ( $ADF_T$ ) se calcula así:

$$ADF_T = ADC_{OT} \left[ \pi f_T J \right] \quad \text{Ec.3.71}$$

Donde:

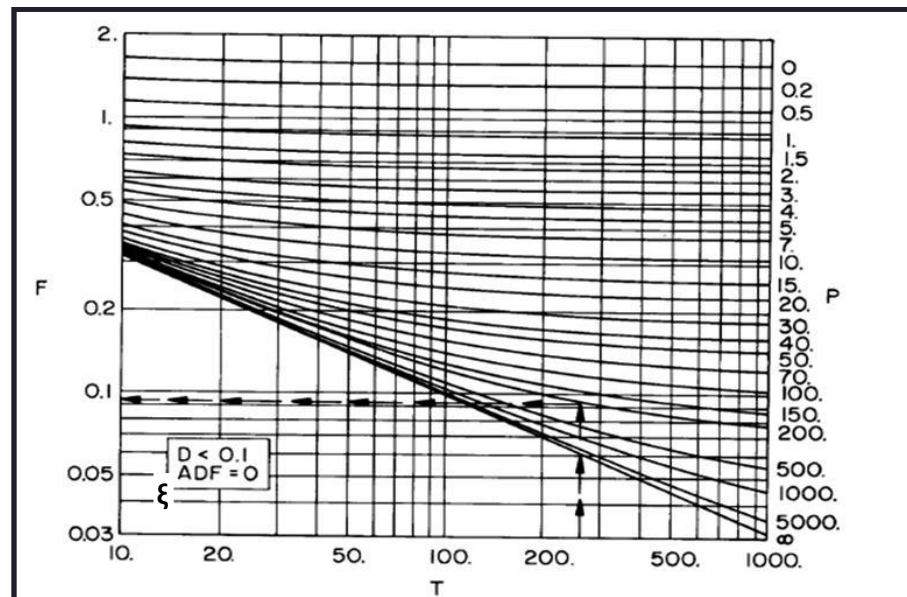
$ADF_T$  = Factor de amortiguamiento del aparato, (Hz<sup>2</sup>-Kg<sup>2</sup>-m<sup>4</sup>).

$ADC_{OT}$  = Coeficiente de amortiguamiento del aparato, para el movimiento torsional, (determinado en proceso de calibración) (Hz-Kg-m<sup>2</sup>).

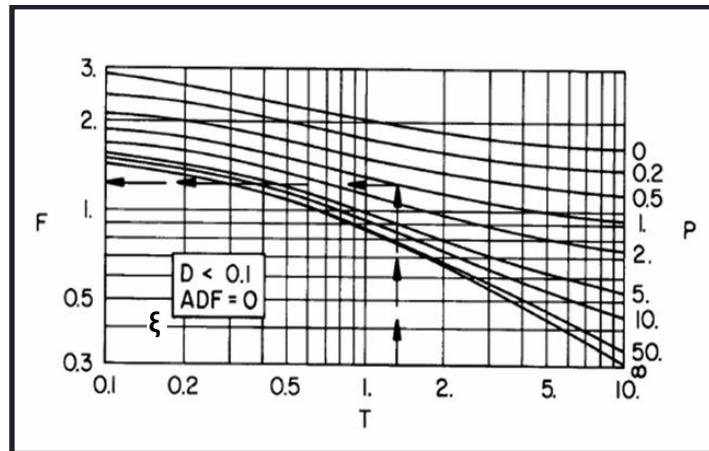
$f_T$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento torsional (Hz).

$J$  = Inercia rotacional del espécimen (Kg-m<sup>2</sup>).

La obtención del factor de frecuencia adimensional ( $F$ ) de los gráficos 3.6(a) y (b) es para los casos donde  $\xi < 0.1$  y  $ADF = 0$  como se explicó anteriormente. Una vez calculados los valores de ( $T$ ), ( $P$ ) y comprobar que ( $ADF_{L\delta T}$ ) es igual a cero, se entra en el eje de las abscisas con el factor de inercia ( $T_{A\delta P}$ ) e interceptamos la curva correspondiente al valor de relación de inercias ( $P_{A\delta P}$ ) contenidas en el eje vertical derecho, luego se lee a esa altura el valor del factor de frecuencia adimensional ( $F$ ) en el eje vertical izquierdo tal como se aprecia en la línea de flechas ejemplificados en ambos gráficos.



(a)



(b)

Gráfico 3.6 Valores del factor de frecuencia adimensional ( $F$ ) en función de ( $T$ ) y ( $P$ ).  
[ASTM D 4015].

### 8.3. Módulos:

8.3.1. El módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) del suelo se calcula de la siguiente forma:

$$E_d = \rho (2\pi L)^2 (f_L / F_L)^2 \quad \text{Ec.3.72}$$

Donde:

$E_d$  = Módulo de elasticidad dinámico del suelo, (Pa).

$\rho$  = Densidad de la masa del espécimen, ( $\text{Kg/m}^3$ ).

$f_L$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento longitudinal, (Hz).

$F_L$  = Factor de frecuencia adimensional, (dado en el apartado 8.2) y

$L$  = Longitud del espécimen, (m).

8.3.2. El módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ) del suelo, se calcula así:

$$G = \rho (2\pi L)^2 (f_T / F_T)^2 \quad \text{Ec.3.73}$$

Donde:

$G$  = Módulo dinámico al esfuerzo cortante del suelo, (Pa).

$\rho$  = Densidad de la masa del espécimen, ( $\text{Kg/m}^3$ ).

$L$  = Longitud del espécimen (m),

$f_T$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento torsional, (Hz).

$F_T$  = Factor de frecuencia adimensional, (dado en el apartado 8.2).

#### 8.4. Amplitud de la deformación:

8.4.1. Amplitud promedio de deformación elástica axial ( $\epsilon$ ), para la vibración longitudinal será calculada así:

$$\epsilon = (LCF)(LTO)(SF / L) \quad \text{Ec.3.74}$$

Donde:

$\epsilon$  = Amplitud promedio de la deformación elástica axial, (m).

$L$  = Longitud del espécimen, (m).

$LCF$  = Factor de calibración de desplazamiento longitudinal para el transductor usado al establecer la resonancia, (Hz).

$LTO$  = Salida del transductor del movimiento longitudinal, al establecer la resonancia, (Hz).

$SF$  = Factor de deformación calculado por un programa de computadora, para los casos donde  $(ADF) = 0$  y el amortiguamiento del espécimen igual al 10 %, puede ser obtenido del gráfico 3.2 (a). Para otros valores de la razón de amortiguamiento del espécimen, los valores del grafico 3.7a son aproximadamente correctos.

8.4.2. Para el movimiento torsional, la amplitud promedio de deformación cortante,  $\gamma$ , será:

$$\gamma = \frac{(RCF)(RTO)(SF / d)}{2.5L} \quad \text{Ec.3.75}$$

Donde:

$\gamma$  = Amplitud promedio de deformación cortante, (m).

$RCF$  = Factor de calibración de desplazamiento rotatorio para el transductor usado al establecer la resonancia, (Hz).

$RTO$  = Salida del transductor del movimiento rotacional, al establecer la resonancia, (Hz).

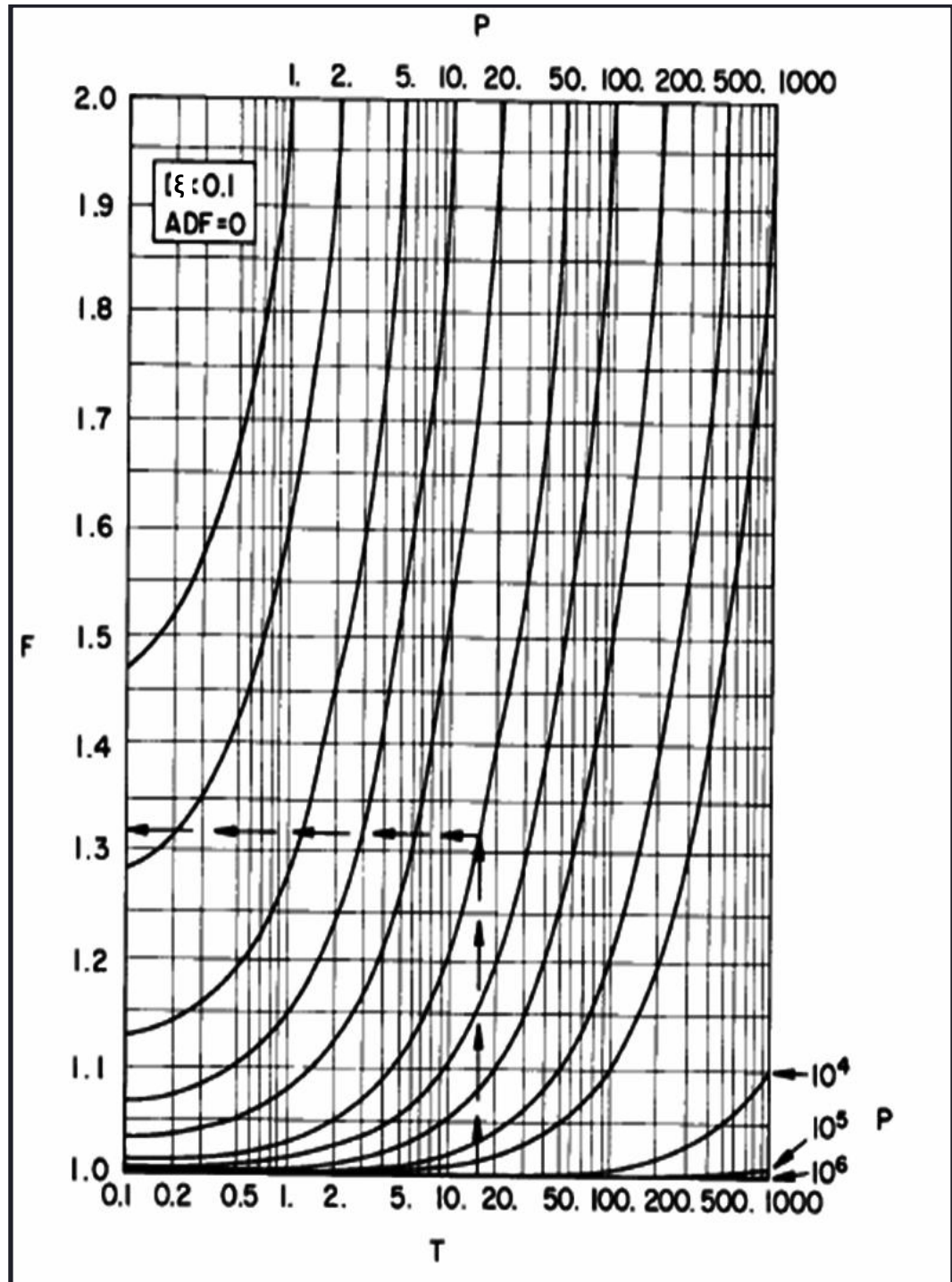
$d$  = Diámetro del espécimen, (m).

$L$  = Longitud del espécimen, (m).

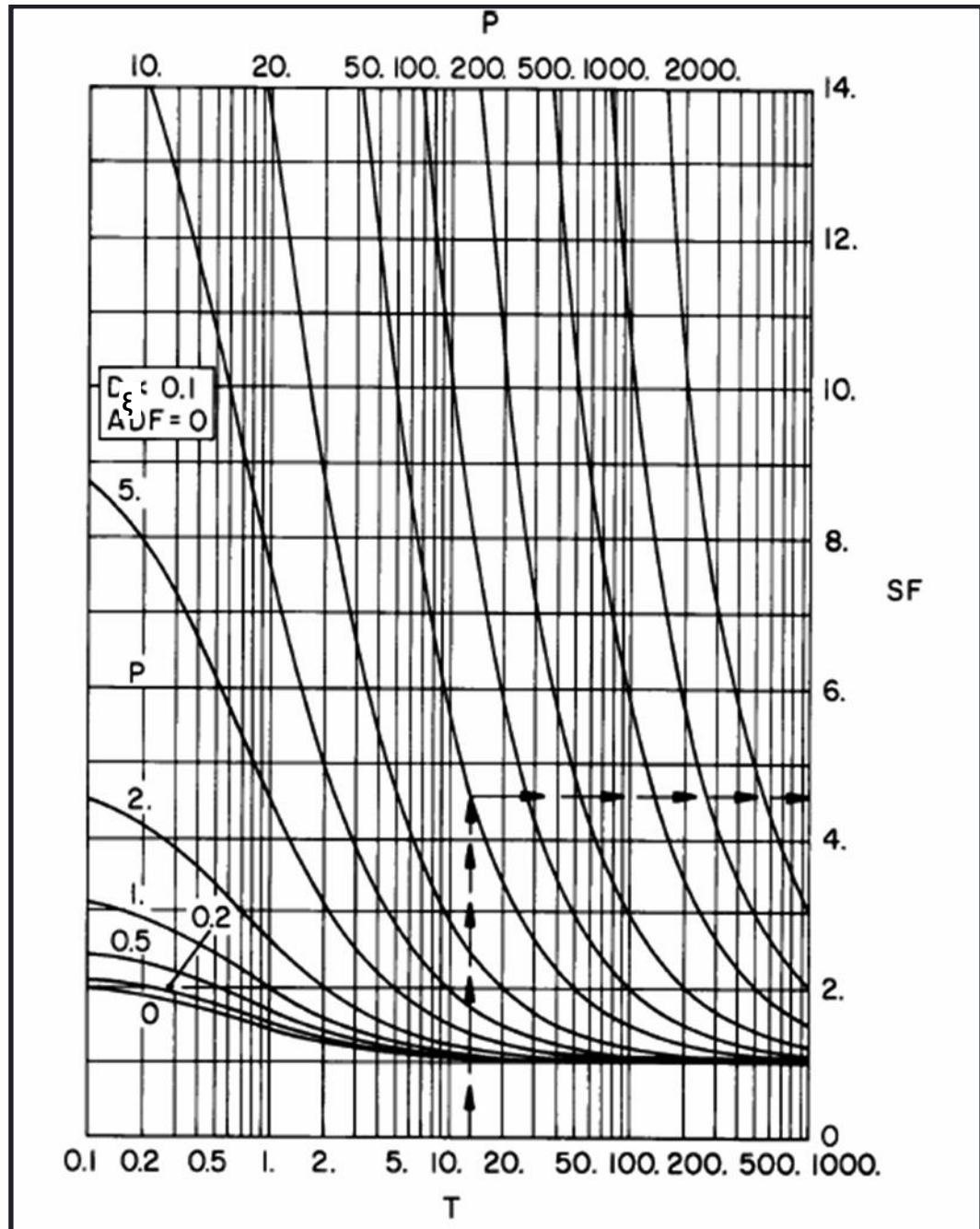
$SF$  = Factor de la deformación, determinado de la misma manera según lo descrito para la amplitud promedio de deformación elástica axial ( $\epsilon$ ).

El uso de los gráficos 3.7 (a) Y (b), está en función del extremo en el que se haya producido la vibración, si esta ha sido generada en el extremo activo usaremos el grafico 3.7 (a) en caso contrario si ha sido usado el extremo pasivo para producir el movimiento se usara el grafico 3.7 (b). En estos gráficos se utilizan las variables ya obtenidas del factor de inercia ( $T_{AOP}$ ) y la

relación de inercias ( $P_{Aop}$ ), en cada grafico se muestra una línea con flechas ejemplificando como leer el valor del factor de frecuencia adimensional ( $F$ ).



(a)



(b)

Gráfico 3.7 Factores de deformación para determinar la resonancia del movimiento (a) en el extremo activo (b) en el extremo pasivo. [Norma ASTM D4015-92].

### **8.5. Razón de amortiguamiento:**

#### **8.5.1. Método de vibración constante.**

Si se utiliza algún programa de computadora, la razón de amortiguamiento del espécimen se establece como parte de la salida. El cálculo manual de la razón de amortiguamiento se puede hacer para los casos donde el factor de amortiguamiento del aparato,  $ADF$  es cero, o se puede asumir cero (definición de  $(ADF)$  dada en la sección 8.4 “factores de amortiguamiento del aparato”). El procedimiento requiere que se utilice el grafico 3.8a para los casos donde la resonancia es establecida por fase medida entre la entrada de la fuerza (o torque) y el movimiento longitudinal (o rotacional), en la placa del extremo activo. El grafico 3.8b es usado para los casos donde la resonancia es establecida por la fase medida entre la fuerza de entrada (o torque) y movimiento longitudinal (o rotatorio) en la placa del extremo pasivo, además el cálculo del factor de amortiguamiento torsional o longitudinal que se describe a continuación:

#### **8.5.1.1. Factores de amplificación:**

Estos factores son utilizados en el cálculo del amortiguamiento transversal.

**Para movimiento torsional, el factor de amplificación es calculado por:**

$$MM_{F_T} = \left[ \frac{(RCF)(RTO)}{(TCF)(CR_T)} \right] J (2\pi f_T)^2 \quad \text{Ec.3.76}$$

Donde:

$MM_{F_T}$  = Factor de amplificación para el amortiguamiento.

$RCF$  = Factor de calibración del transductor usado para medir el movimiento torsional, (Hz).

$RTO$  = Salida del transductor del movimiento rotacional, al establecer la resonancia, (Hz).

$TCF$  = Factor torque/corriente (A ó V) y

$CR_T$  = Lectura de corriente en el sistema de excitación torsional.

$J$  = Inercia rotacional del espécimen ( $\text{Kg}\cdot\text{m}^2$ ).

$f_T$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento torsional (Hz).

**Para movimiento longitudinal, el factor de amplificación es calculado por:**

$$MM_{F_L} = \left[ \frac{(LCF)(LTO)}{(FCF)(CR_L)} \right] M (2\pi f_L)^2 \quad \text{Ec.3.77}$$

Donde:

$MM_{F_L}$  = Factor de amplificación para el amortiguamiento.



$LCF$  = Factor de calibración de desplazamiento longitudinal para el transductor usado al establecer la resonancia, (Hz).

$LTO$  = Salida del transductor del movimiento longitudinal, al establecer la resonancia, (Hz).

$FCF$  = Factor de fuerza/corriente (A ó V) y

$CR_T$  = Lectura de corriente en el sistema de la excitación longitudinal.

$f_L$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento longitudinal, (Hz).

$M$  = Masa del espécimen, (Kg).

**8.5.1.2. La razón de amortiguamiento, ( $\xi$ ), es calculada de la siguiente forma:**

$$\xi = 1 / \sqrt{A(MMF)^2} \quad \text{Ec.3.78}$$

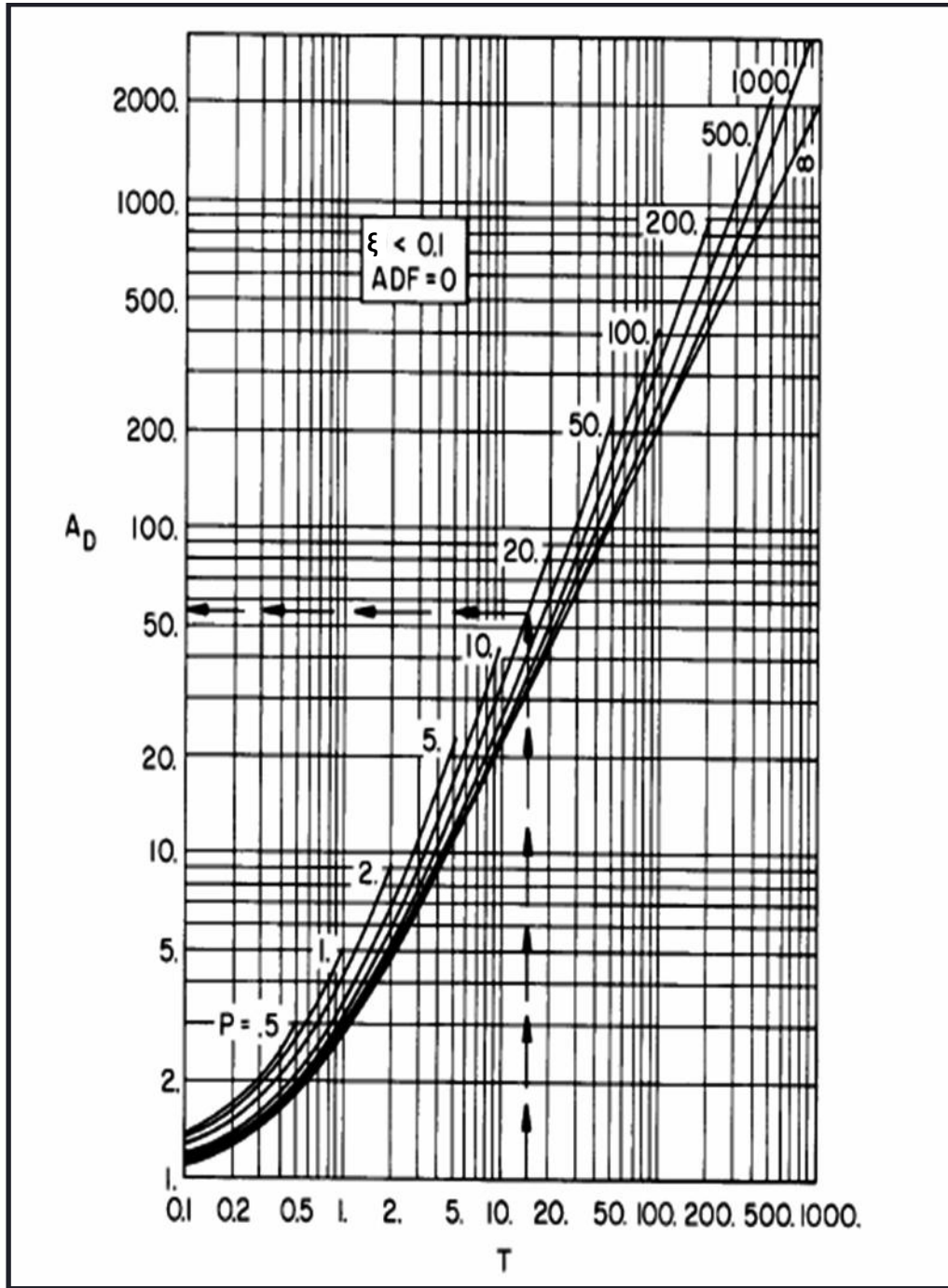
Donde:

$\xi$  = Razón de amortiguamiento del suelo.

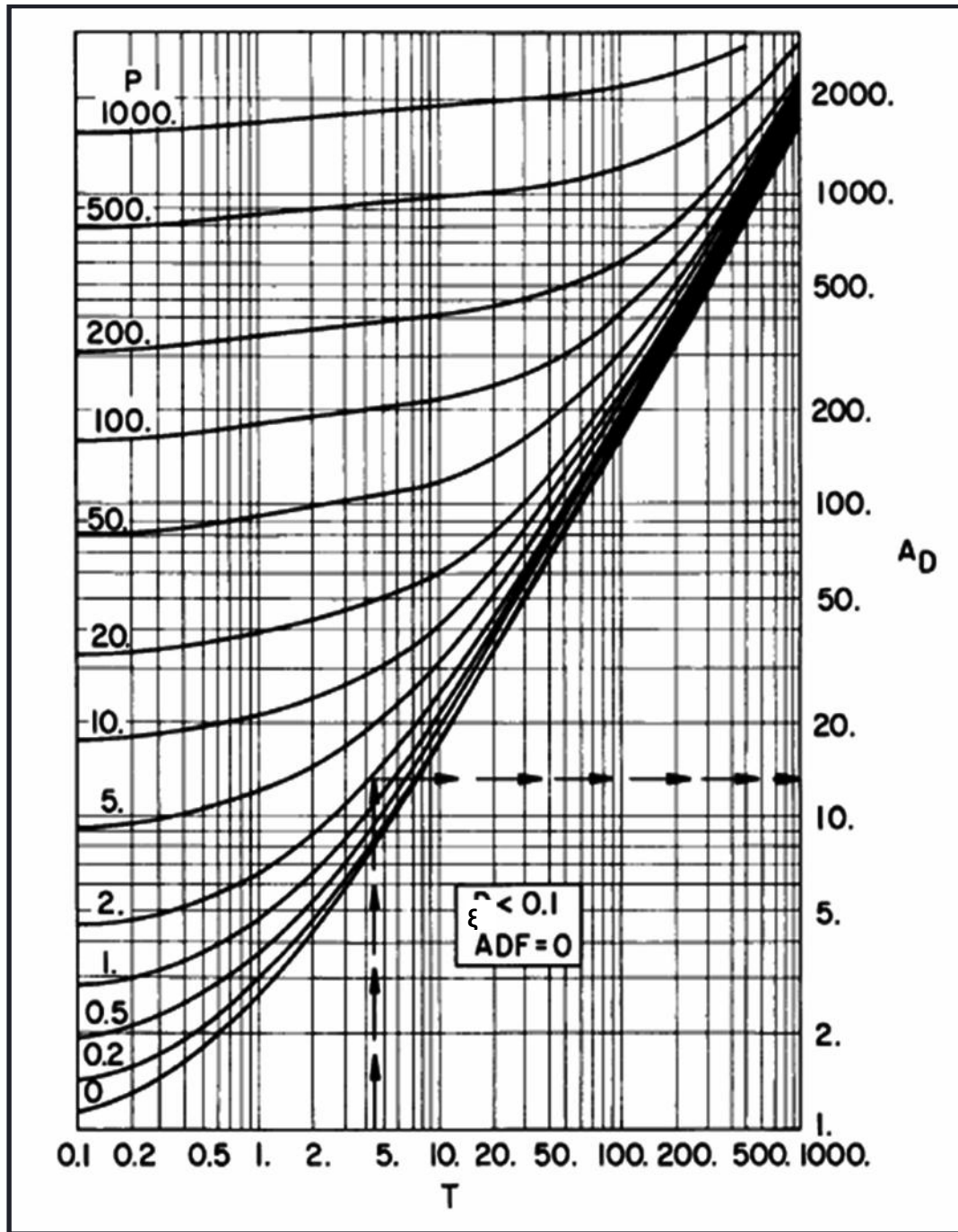
$MMF$  = Factor de amplificación.

$A$  = Valor tomado del gráfico 3.8(a) ó 3.8 (b), estos gráficos están en función de las variables obtenidas en el apartado 8.2.1 y 8.2.2 ; factor de inercia ( $T_{AOP}$ ) y la relación de inercias ( $P_{AOP}$ ), respectivamente, en cada grafico se muestra una línea con flechas ejemplificando como leer el valor del factor de deformación para la resonancia ( $A$ ).

**Nota:** El coeficiente de amortiguamiento obtenidos de la vibración longitudinal no es igual que el coeficiente de amortiguamiento obtenido de la vibración torsional. Los subíndices  $L$  y  $T$  se deben utilizar para relacionar los coeficientes de amortiguamiento de acuerdo al tipo de vibración usado en su determinación.



(a)



(b)

Gráfico 3.8 Factores de amortiguamiento para la resonancia determinada del movimiento (a) en el extremo activo (b) en el extremo pasivo. [Norma ASTM D4015-92].

### 8.5.2. Método de vibración libre:

Este procedimiento es teóricamente exacto para el aparato, donde puede suponerse el extremo pasivo fijado rígidamente. Para los casos donde el extremo pasivo no es fijado rígidamente, independiente de qué extremo del espécimen se utiliza para establecer la resonancia, este método es aproximado. El mismo transductor que se utiliza para determinar la resonancia se debe utilizar para obtener la curva del decremento de la amplitud que se explico anteriormente, en el paso 6 del procedimiento. Para el caso donde la resonancia se establece por medio del transductor en la placa del extremo pasivo, y los valores de (T) y (P), son mayores que 10, se utiliza el decremento de la amplitud. Para el aparato donde la placa del extremo activo es restringido por un resorte, debe ser calculada una razón de energía del sistema. Para otro tipo de aparato, este factor es cero.

**8.5.2.1. Para el movimiento longitudinal, la razón de energía del sistema ( $S_L$ ) se calcula así:**

$$S_L = (M_A / M) (f_{oL} F_L / f_L)^2 \quad \text{Ec.3.79}$$

Donde:

$S_L$  = razón de energía del sistema, (adimensional).

$M_A$  = Masa de la placa del extremo activo, (Kg),

$M$  = Masa del espécimen, (Kg).

$f_{oL}$  = Frecuencia resonante del aparato para la vibración longitudinal (Constante), (Hz).

$f_L$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento longitudinal, (Hz).

$F_L$  = Factor de frecuencia adimensional, para movimiento longitudinal definido en la sección 8.2 “factor de frecuencia adimensional”.

**8.5.2.2. Para el movimiento torsional, la razón de energía del sistema es:**

$$S_T = (J_A / j) (f_{oT} F_T / f_T)^2 \quad \text{Ec.3.80}$$

Donde:

$S_T$  = Razón de energía del sistema (adimensional).

$J_A$  = Inercia del la placa del extremo activo, (Kg-m<sup>2</sup>).

$j$  = Inercia del espécimen, (Kg-m<sup>2</sup>).

$f_{oT}$  = Frecuencia resonante del aparato para la vibración torsional (Constante), (Hz).

$f_T$  = Frecuencia resonante del sistema para el movimiento torsional, (Hz).

$F_T$  = Factor “frecuencia adimensional”, para movimiento torsional obtenido en el apartado 8.2.

**8.5.2.3. Calcule el decremento logarítmico del sistema en vibración libre, de la curva de decaimiento, (según lo obtenido en la sección 7.1.1 “calibración”) así:**

$$\delta_s = (1/n) \ln(A_1 / A_{n+1}) \quad \text{Ec.3.81}$$

Donde:

$A_1$  = Amplitud de la vibración para el primer ciclo después que la energía es cortada.

$A_{n+1}$  = Amplitud de la vibración para (n + 1) ciclo de la vibración libre y

$n$  = Número de ciclos de la vibración libre que deben ser 10 o menos.

Finalmente, calcule la razón de amortiguamiento de la siguiente forma:

$$\xi_L \text{ ó } \xi_T = \frac{\delta_s(1+S) - S\delta_s}{2\pi} \quad \text{Ec.3.82}$$

Donde:

$\xi_L$  ó  $\xi_T$  = Razón de amortiguamiento, dependiendo si la vibración es longitudinal o torsional (adimensional).

$\delta_s$  = Decremento logarítmico longitudinal  $\delta_{sL}$  o bien torsional  $\delta_{sT}$ , dependiendo si la vibración es longitudinal o torsional (adimensional).

$S$  = Razón de energía del sistema longitudinal  $S_L$  o bien torsional  $S_T$ , dependiendo si la vibración es longitudinal o torsional.

$\delta_L$  o  $\delta_T$  = Decremento logarítmico del aparato, obtenido en calibración.

## 9. Información mínima que contendrá el informe de prueba.

El informe incluirá características del aparato, espécimen, condiciones ambientales de la prueba, y resultados para cada registro de datos. Como se describe a continuación:

- Características del aparato:
  - Nombre del aparato.
  - Número de modelo y serie.
  - Masas del extremo activo y pasivo ( $M_A$ ,  $M_P$ ).
  - Inercias rotacionales de los extremos activo y pasivo ( $J_A$ ,  $J_P$ ).
  - Frecuencias resonantes del aparato, longitudinal y torsional ( $f_{ol}$ ,  $f_{ot}$ ).
  - Decremento logarítmico del aparato, longitudinal y torsional ( $\delta_L$ ,  $\delta_T$ ).

- Constantes fuerza/corriente y torque/corriente ( $FCF$ ), ( $TCF$ ).
  - Factores aplicables de la calibración del transductor del movimiento ( $LCF_A$ ,  $LCF_P$ ,  $RCF_A$ ,  $RCF_P$ ).
- Nota:** Si el extremo pasivo es fijo, las inercias y los transductores no son necesarios para el extremo pasivo. Asimismo, si solamente un tipo de movimiento, longitudinal o torsional, se utiliza, entonces solamente los factores y las inercias para ese tipo será necesario calcularlas.
- Características del espécimen de suelo:
    - Nombre y símbolo de grupo a través de una descripción visual.
    - Si esta en condición inalterada o remodelada.
    - Masa inicial y final del espécimen.
    - Dimensiones del espécimen.
    - Relación de vacíos.
    - Contenido de humedad.
    - Grado de saturación.
    - Procedimientos para la preparación del espécimen.
    - Procedimientos y disposiciones de la prueba.
  - Condiciones ambientales de la prueba:
    - Condiciones de esfuerzo ambientales que incluyan esfuerzos totales y la presión de poro.
    - Condiciones de drenaje.
    - Procedimientos que se utilizaron en la medida de las tensiones aplicadas.
    - Presiones de poros.
    - Cambio de longitud y volumen.
  - Resultados para cada conjunto de datos:
    - Duración aproximada de la vibración en la determinación de la amplitud promedio de deformación.
    - Presión de la cámara triaxial.
    - Contrapresión.
    - Esfuerzo axial.
    - Longitud y volumen del espécimen de suelo.
    - Tipo de vibración del espécimen (longitudinal o torsional).
    - Frecuencia resonante del sistema (Hz).

- Amplitud promedio de deformación, elástica longitudinal ( $\epsilon$ ) o cortante ( $\gamma$ ).
- Módulo(s), ( $G$ ) y/o ( $E_d$ ).
- Razón de amortiguamiento ( $\xi$ ).

#### **10. Variables a controlar en la prueba:**

Las siguientes variables se deben controlar de forma especial a manera de evitar errores en los resultados:

a) Preparación de la muestra:

- ✓ Que la compactación sea uniforme, si el espécimen es remoldeado.
- ✓ Tomar las medidas de altura y diámetro con la mayor precisión posible.
- ✓ Manipular la muestra de una manera adecuada, de tal manera que no se induzcan estados tensionales.
- ✓ Que la saturación y la consolidación sea completa.

b) Durante la ejecución de la prueba:

- ✓ El completo empotramiento al extremo usado para esto.
- ✓ La eficiencia de cualquier pegamento usado para acoplamiento del espécimen a la placa del extremo al que se va a empotrar.
- ✓ La frecuencia inicial de vibración deberá ser muy baja de modo que no sobrepase la de resonancia.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES**



**“ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA”  
ENSAYO COLUMNA RESONANTE PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DINÁMICO AL ESFUERZO  
CORTANTE (G) Y LA RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\zeta$ ) DEL SUELO MEDIANTE LA COLUMNA RESONANTE  
ASTM D 4515-92.**

Proyecto Numero: \_\_\_\_\_ No. de probeta: \_\_\_\_\_  
Lugar de procedencia: \_\_\_\_\_ Fecha: \_\_\_\_\_  
Profundidad: \_\_\_\_\_ Calculado por: \_\_\_\_\_  
Numero de prueba: \_\_\_\_\_  
Presión de confinamiento: \_\_\_\_\_

**DATOS DEL ESPÉCIMEN (INICIALES):**

$d_{prom} =$  \_\_\_\_\_ m       $M =$  \_\_\_\_\_ Kg       $V =$  \_\_\_\_\_ m<sup>3</sup>       $\omega =$  \_\_\_\_\_ %  
 $h_{prom} =$  \_\_\_\_\_ m       $J =$  \_\_\_\_\_ Kg-m<sup>2</sup>       $A_{prom} =$  \_\_\_\_\_ m<sup>2</sup>

**Factores constantes del aparato:**

$T_L:$  \_\_\_\_\_       $P_L:$  \_\_\_\_\_       $ADF_L:$  \_\_\_\_\_ Hz<sup>2</sup>-Kg<sup>2</sup>  
 $T_T:$  \_\_\_\_\_       $P_T:$  \_\_\_\_\_       $ADF_T:$  \_\_\_\_\_ Hz<sup>2</sup>-Kg<sup>2</sup>-m<sup>4</sup>

**Constantes de calibración:**

$LCF:$  \_\_\_\_\_       $M_p$  \_\_\_\_\_ Kg       $J_p$  \_\_\_\_\_ Kg-m<sup>2</sup>       $f_{oL}$  \_\_\_\_\_ Hz.  
 $RCF:$  \_\_\_\_\_       $M_a$  \_\_\_\_\_ Kg       $J_A$  \_\_\_\_\_ Kg-m<sup>2</sup>       $f_{oT}$  \_\_\_\_\_ Hz.  
 $K_{SL}$  \_\_\_\_\_ Hz<sup>2</sup>-Kg-m<sup>2</sup>       $ADC_{oL}$  \_\_\_\_\_ Kg-Hz       $FCF$  \_\_\_\_\_ (A ó V)  
 $K_{ST}$  \_\_\_\_\_ Hz<sup>2</sup>-Kg-m<sup>2</sup>       $ADC_{oT}$  \_\_\_\_\_ Hz-Kg-m<sup>2</sup>       $TCF$  \_\_\_\_\_ (A ó V)

**MODULOS:**

**AMPLITUD DE LA DEFORMACIÓN:**

$E_d = \rho (2\pi L)^2 (f_L / F_L)^2:$  \_\_\_\_\_ Pa.       $\epsilon = LCF LTO SF L:$  \_\_\_\_\_ m.

$G = \rho (2\pi L)^2 (f_T / F_T)^2:$  \_\_\_\_\_ Pa.       $\gamma = \frac{(RCF)(RTO)(SF / d)}{2.5L}:$  \_\_\_\_\_ m.

**RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO:**

Método de vibración constante:

Método de vibración libre:

$MMF_T:$  \_\_\_\_\_  
 $MMF_L:$  \_\_\_\_\_

$S_L:$  \_\_\_\_\_       $S_T:$  \_\_\_\_\_       $\zeta_S:$  \_\_\_\_\_

**Figura 3.43 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo. [Fuente:**

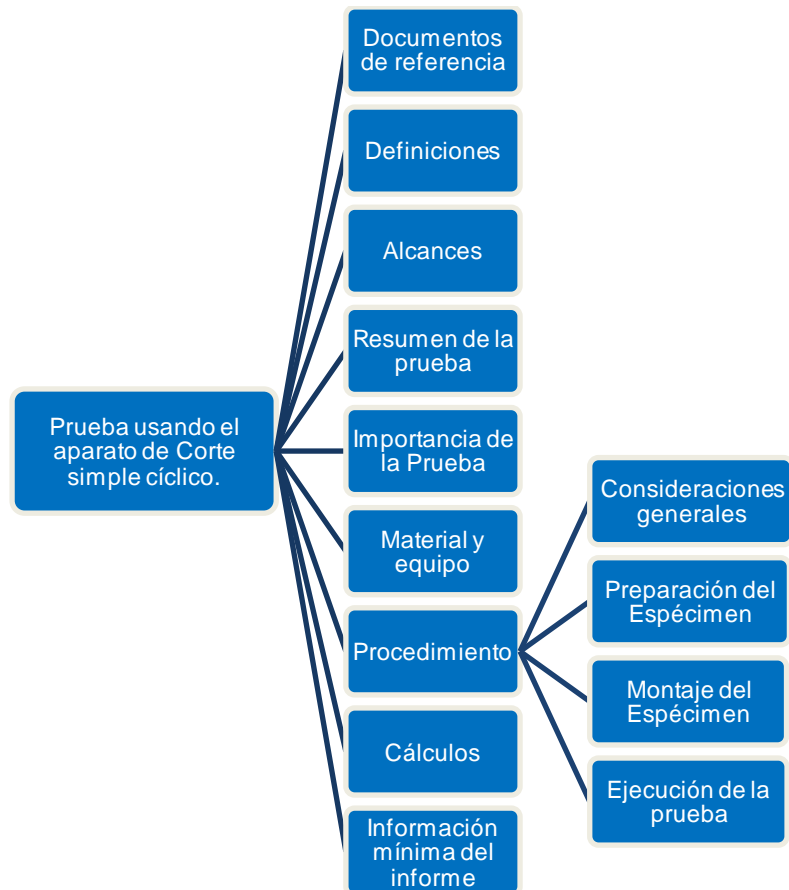
**Norma ASTM D 3999-91].**



### 3.7.4 PRUEBA PARA LA DETERMINACIÓN DEL MODULO DINÁMICO AL ESFUERZO CORTANTE ( $G$ ) Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO ( $\xi$ ) DEL SUELO USANDO EL APARATO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO.<sup>8</sup>

Esta prueba tiene como finalidad investigar el comportamiento esfuerzo-deformación y especialmente la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, sometido a cargas horizontales cíclicas, para tal propósito se ha estructurado tomando en cuenta todos aquellos elementos que sirvan de apoyo o complemento para su ejecución.

En el esquema 3.7 se presentan las diferentes partes que componen la estructuración de esta prueba.



Esquema 3.7 Estructura de la prueba de corte simple cíclico.

<sup>8</sup> La presente prueba está basada en recopilaciones de resúmenes de resultados obtenidos de pruebas de corte simple cíclico con diferentes modelos de aparatos y no en un método de prueba ASTM documentado, por tanto constituye una propuesta del procedimiento a realizar.

## 1. Documentos de referencia.

Los documentos que se presentan a continuación son normas a las que se hace referencia durante algunas etapas del procedimiento de esta la prueba de corte simple cíclico, de manera que el usuario pueda consultarlas.

*Normas ASTM:*

D 1587	Práctica para el muestreo en tubos de pared delgada de suelos.
D 4220	Prácticas estándar para la preservación y transporte de muestras de suelos.
D 2216	Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas.
D 2487	Clasificación de suelos para propósitos ingenieriles (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).
D 2488	Práctica para la descripción e identificación de suelos (procedimiento visual-manual).
D3080	Método para prueba de corte directo en suelos bajo condiciones consolidadas drenadas.

*Otras:*

Tesis doctoral: “Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas”. Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos de la Universidad politécnica de Madrid.

## 2. Definiciones.

A continuación se hace una breve definición de cada uno de los términos y simbología que se utilizarán; sin embargo esta última puede diferir de la que presenten otros textos, por lo que cabe aclarar que éstas son útiles únicamente para la aplicación del procedimiento aquí descrito.

### • Carga Controlada:

Es la aplicación de una carga de corte cíclica de amplitud y frecuencia previamente determinadas en donde se miden las deformaciones de corte ( $\gamma$ ) del espécimen. Esto implica que la relación de esfuerzos cortante máximo sobre esfuerzo vertical, ( $\tau_{\max} / \sigma_v$ ) se mantendrá constante durante toda la prueba.

### • Consolidación:

Consiste en el incremento gradual en el esfuerzo efectivo ( $\sigma'$ ) debido a la disipación de la presión de poro ( $u$ ), lo que ocasionará asentamientos durante un cierto tiempo.

- **Consolidación primaria (compresión primaria):**

Reducción en el volumen de una masa del suelo causada por la aplicación de una carga axial constante y principalmente debida a la expulsión de agua de los espacios vacíos de la masa, acompañada por una transferencia de la carga aplicada hacia el agua del suelo y de ésta a los sólidos del suelo.

- **Consolidación secundaria (compresión secundaria):**

Reducción en volumen de una masa del suelo causada por la aplicación de una carga axial constante y debida principalmente al ajuste de la estructura interna de la masa del suelo después que la mayoría de la carga aplicada se ha transferido del agua del suelo a los sólidos de ésta.

- **Deformación Controlada:**

Aplicación de una onda de deformación cíclica de características conocidas, en donde se mide el esfuerzo cortante inducido sobre el espécimen. Esto implica que la relación de esfuerzos cortantes sobre esfuerzos verticales ( $\tau_{\max} / \sigma_v$ ) tendrá variaciones. La realización de la prueba usando el aparato de corte simple por deformación controlada, constituye una de las principales ventajas en relación a la prueba triaxial cíclica.

- **Servo-válvula:**

Dispositivo(s) que permite(n) la automatización del control de un mecanismo o de una fuente de energía.

- **Transductor:**

Dispositivo al cual se le aplica una señal de entrada y devuelve una señal de salida diferente. Los transductores más comunes son los que convierten formas de energía tales como calor, luz, sonido, en energía eléctrica. Ejemplos de transductores son : micrófonos, materiales fotoeléctricos, y celdas de carga.

### 3. Alcances.

- Esta prueba comprende la determinación del módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) del suelo.
- La prueba representa con mayor aproximación las condiciones de esfuerzo cortante ( $\tau$ ) producidas por efecto de carga sísmica al lograr reproducir altas deformaciones angulares ( $\gamma$ ) del orden de 0.01 al 5%.

- Debido a que actualmente son muchos los modelos de equipo de corte simple, se presenta uno de esos modelos, el cual se modificó para cumplir la condición de aplicación de carga dinámica. En dicho equipo se sustituye el anillo de carga horizontal por una celda de carga equipada con una servo-válvula junto con un equipo hidráulico para la aplicación de cargas estáticas y dinámicas, de igual modo se sustituye el deformímetro de lectura de movimientos verticales por un transductor de desplazamiento.
- Con el equipo de corte simple es posible realizar dos tipos de prueba:

**Método de prueba (A):** En donde se da la aplicación de una carga cíclica constante al espécimen de prueba (carga controlada).

**Método de prueba (B):** Se da la aplicación de una deformación cíclica constante al espécimen de prueba (deformación controlada).

#### 4. Resumen del método de prueba.

Un espécimen cilíndrico de suelo es confinado lateralmente por una frontera sólida (aparato cambridge) o bien mediante el uso de una membrana de goma látex reforzada por una espiral de aleación de cobre y níquel, asegurando un área transversal constante. Luego una fuerza cortante es aplicada al espécimen y al ser impedido el desplazamiento vertical con la aplicación previa de una carga vertical constante, pueden cumplirse las condiciones de no variación de volumen, es decir; originando un corte simple. El incremento generado en los esfuerzos horizontales provoca una rotación de los planos en los que se encuentran los esfuerzos principales, reproduciendo así condiciones de carga sísmica. La prueba puede realizarse ya sea por el método de carga controlada (método A) o bien por el método de deformación controlada (método B).

#### 5. Importancia de la prueba.

- El mecanismo de corte simple permite la determinación directa de esfuerzos y deformaciones cortantes en condiciones *drenadas* y *no drenadas* en los suelos. Mediante la rotación de los esfuerzos principales que ocurre en la prueba, se permite simular problemas geotécnicos comunes incluyendo cargas sísmicas.
- Adicionalmente la prueba es utilizada en estudios de licuefacción para la determinación del potencial de licuefacción en suelos granulares.
- La prueba de corte simple cíclico determina parámetros dinámicos como la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) y el módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ).

## 6. Material y equipo.

### - Muestra de suelo.

En condición alterada o inalterada.

### - Equipo de corte simple.

Las partes que conforman el equipo de corte simple modificado se detallan en la figura 3.44 y 3.45.

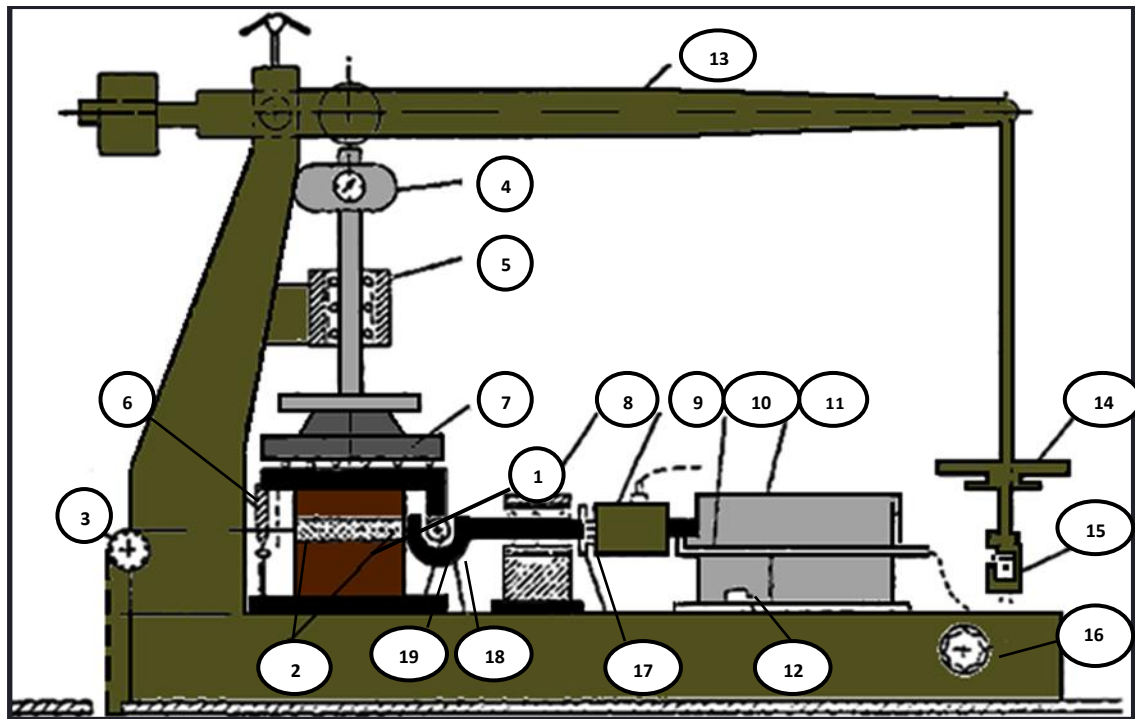


Figura 3.44 Esquema general del equipo de corte simple modificado para la ejecución de la prueba de corte simple cíclico [Laboratorio de Geotecnia E.T.S.I.C.C.P Universidad Politécnica

- |   |  |
|---|--|
| 1) Espécimen de suelo.  | 11) Servo accionador cíclico.  |
| 2) Membrana de goma látex reforzada.                          | 12) Limitador de avance horizontal.  |
| 3) Unidad de carga horizontal para ensayos a carga constante. | 13) Brazo palanca.   |
| 4) Anillo indicador de carga vertical.                        | 14) Pesos para aplicar carga vertical.   |
| 5) Cojinete cubierto.   | 15) y 16) Manija y mecanismo de ajuste para usar en ensayos con volumen constante. |
| 6) Transductor de deformación vertical.                       | 17) Bloqueador de movimiento horizontal.   |
| 7) Caja de deslizamiento.                                     | 18) Horquilla de transmisión de carga horizontal.                                  |
| 8) Cojinete cubierto.   | 19) Ruedas de caja de corte.   |
| 9) Celda de carga horizontal o de corte.                      |  |
| 10) Transductor para deformación horizontal.                  |  |

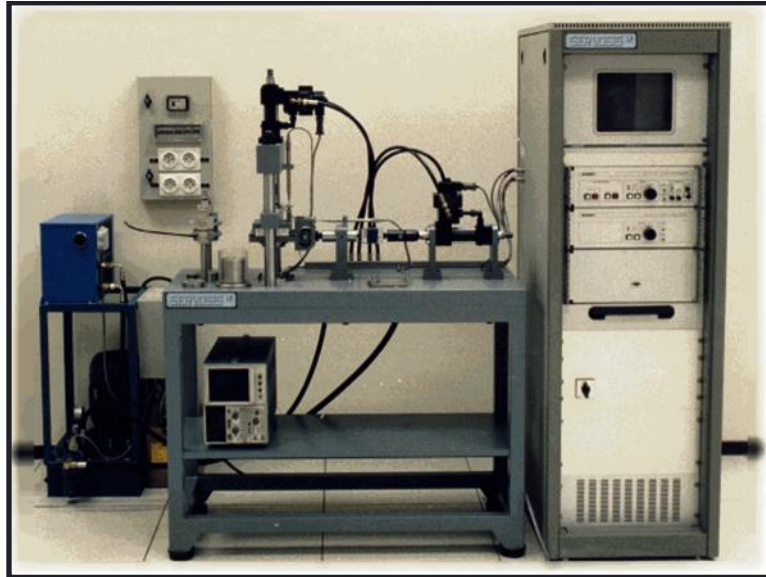


Figura 3.45 Modelo de quipo de corte simple ciclico [Laboratorio de Geotecnia CEDEX].

- **Contenedor de la muestra.**

Las pruebas de corte simple cíclico pueden utilizar dos tipos de contenedores para la muestra, estos son:

a) Contenedor tipo Cambridge.

Este fue diseñado originalmente por Roscoe (1953) y lleva una muestra cuboidal dentro de una caja de pared móvil con las dimensiones mostradas en la figura 3.46.

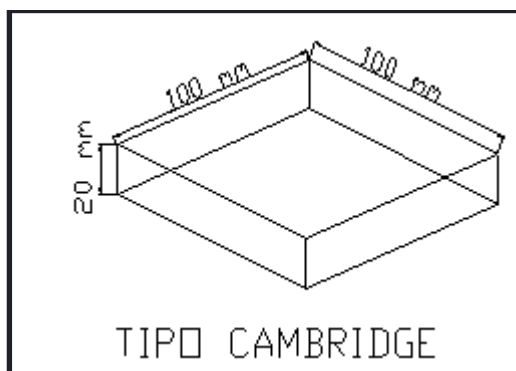


Figura 3.46 Contenedor de muestra tipo cambridge para la prueba de corte simple ciclico.[Avendaño, 1995].

b) Contenedor del Instituto Geotecnico Noruego (N.G.I).

Consiste de una membrana de goma látex reforzada con una espiral metálica para rodear una muestra cilíndrica. El material de la membrana debe ser capaz de evitar que existan tanto fugas como incursión de agua al interior del espécimen.

**- Refuerzo de la membrana de goma látex.**

El refuerzo de la membrana consistirá en una espiral de acero con un diámetro de 0.15 mm.

**- Equipo de Registro.**

Para efectos de definición, el equipo de registro se divide como se muestra a continuación:

**Modulo 1.**

- ✓ *Amplificadores de señal:* Un mínimo de tres amplificadores de señal, uno por cada canal, es decir para: fuerza, desplazamiento y deformación. Cada amplificador debe contar con un circuito oscilador, capaz de generar una señal de 5 Hz. para excitar al sensor correspondiente. El desequilibrio de cualquiera de los sensores, generará una señal que se amplificara y se enviará a un indicador digital y al registrador internamente. La calibración del equipo puede ser posible por un control de ganancia en cada uno de los canales, lo cual permite un ajuste de la señal a un valor predeterminado.

**Modulo 2.**

Este módulo debe contener los siguientes elementos:

- ✓ *Detector de valores límites (carga o deformación):* Permite la preselección de valores máximos y mínimos de cada una de las señales antes de la prueba, con el fin de que al alcanzarse alguno de dichos valores límites en los sensores durante la prueba, la función de aplicación de carga se detenga, manteniendo sin embargo, encendido el equipo hidráulico para evitar movimientos bruscos de la probeta. En caso de proseguir con la prueba una vez alcanzado un límite, se debe modificar el valor de la señal con un pulsador de rearme.
- ✓ *Contador de ciclos:* Este debe poseer una resolución de al menos 6 dígitos, con un sistema de preselección que permita detener el generador de funciones una vez alcanzado el número de ciclos deseados. Debe de contar con un pulsador que admita colocar de nuevo el contador a cero en cualquier instante.

- ✓ *Generador de funciones:* Esta parte del equipo debe ser capaz de generar funciones del tipo sinusoidal, triangular, cuadradas y en rampa. De igual modo, debe disponer de un selector de funciones para la elección de frecuencias y amplitudes.
- ✓ *Control y Servo-control:* El control debe ser un dispositivo que permita seleccionar el tipo de prueba a realizar, es decir; a carga controlada o bien a deformación controlada. Por otra parte, el servo-control permitirá ajustar la respuesta de la servo válvula frente a la señal de control, ya sea acelerando o retardando la función según la respuesta de la prueba.
- ✓ *Control del equipo de Motobomba:* Este equipo puede incorporar un sistema hidráulico de 6 l de capacidad, encendido desde el panel de mando. Su función sera accionar el pistón para la aplicación de las cargas o deformaciones cortantes, según sea el control elegido antes de iniciar la prueba.

#### - Celda de carga.

Una celda de carga de 19.6 kN se utilizará para medir las variaciones de fuerza aplicada. Dicha celda de carga estará acompañada con una servo-válvula y un equipo hidráulico. Si el método A (carga controlada) es utilizado, la celda de carga debe ser capaz de aplicar gradualmente una carga continua. Por otra parte, si es utilizado el método B (deformación controlada), la celda de carga deberá registrar la fuerza inducida que resista el espécimen. Una modelo de celda de carga es mostrado en la figura 3.47.



Figura 3.47 Celda de carga de 15 kN para medir variaciones de fuerza del cilindro pistón.

[Navarro, 2005].



### - Transductores de desplazamiento vertical y horizontal.

Para la medida y control de las deformaciones horizontales y verticales puede utilizarse un transductor inductivo de gran precisión, con un error menor de  $\pm 1\%$ , con alta capacidad de respuesta en la medida de movimientos rápidos o muy lentos y con un recorrido de  $\pm 20\text{mm}$  dependiendo de la posición inicial en la que se encuentre. Para los desplazamientos verticales un transductor de gran sensibilidad pero de menor capacidad de respuesta puede ser utilizado.

La figura 3.48 muestra dos transductores tipo LVDT (Transformadores diferenciales de variación lineal), uno de ellos es del tipo IT que tiene un recorrido de 25 mm. y una sensibilidad de  $0.25\ \mu\text{m}$ , y un LVDT del tipo PD que posee un recorrido de 9 mm. y una sensibilidad de  $1\ \mu\text{m}$ .



Figura 3.48 Transductores LVDT para medición de desplazamientos, tipo IT y tipo PD.

[Navarro, 2005].

### - Unidad de aplicación de carga vertical.

Esta unidad debe estar conformada por una base, un bastidor rígido que transmitirá la carga y una palanca ajustable. La carga se aplicará a un pistón que deslizará entre rodamientos de precisión, a su vez, el pistón transferirá, la carga al bloque rígido que se encontrará en contacto con el cabezal de carga.

### - Unidad de aplicación de carga horizontal.

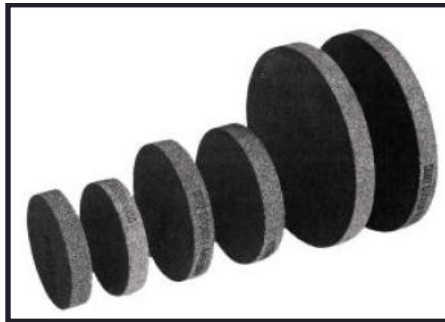
Para la unidad de carga horizontal, deberá existir un pistón hidráulico, que se encontrará unido a la celda de carga que transmitirá a su vez, la carga a otro pistón, éste último deberá estar provisto de rodamientos de precisión que se conectaran a la horquilla de la caja de corte.

### - Discos porosos.

El espécimen será separado del cabezal y de la base por discos porosos rígidos, los cuales estarán sujetos al cabezal y a la base del espécimen en un diámetro igual a este último.

**Notas:**

- El coeficiente de permeabilidad de los discos será cercano al de la arena fina de  $1 \times 10^{-3} \text{ mm/s}$  ( $3.9 \times 10^{-5} \text{ pulg./s}$ ).
- Los discos deberán ser revisados regularmente, pasando aire o agua bajo presión a través de ellos para determinar si están obstruidos, además de asegurarse que los elementos porosos en el extremo de los cabezales estén abiertos lo suficiente como para no impedir el drenaje o el movimiento del agua en los poros del espécimen; en los aparatos de medición de la presión de poros y en los cambios de volumen durante las etapas de medición de la presión de poros. Así mismo los discos deben prevenir el movimiento de finos fuera del espécimen.
- Los discos de papel filtro de un diámetro igual al del espécimen no se deben colocar entre los discos porosos y el espécimen para evitar obstrucción en los discos porosos cuando se realicen mediciones del módulo en especímenes rígidos (Figura 3.49).



**Figura 3.49 Discos porosos.**

[Fuente: <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>.]

**- Discos ranurados.**

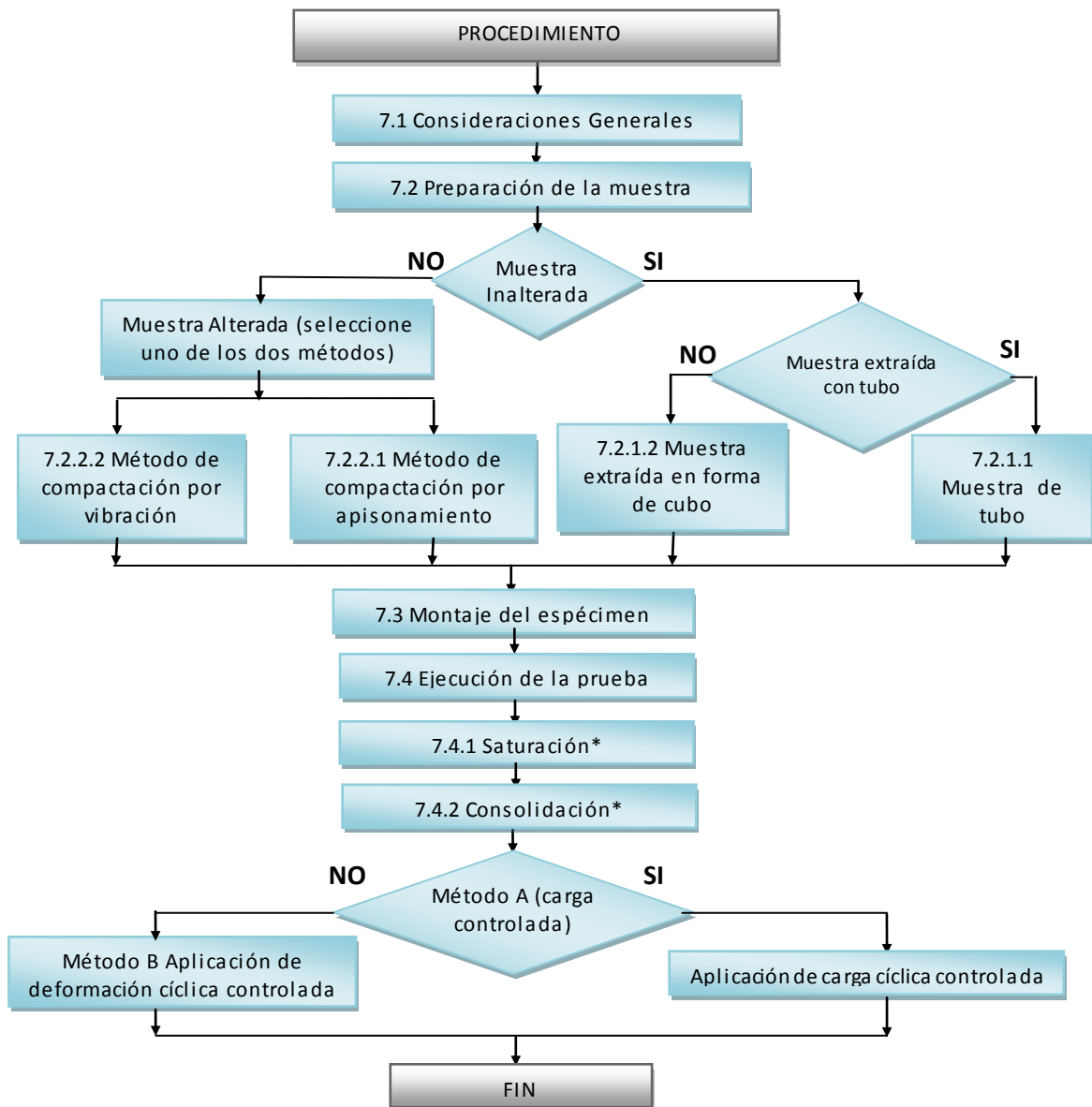
Estos discos tienen la función de permitir adherencia en los extremos del espécimen de tal manera que no ocurra deslizamiento al momento de la aplicación de la carga o deformación horizontal. Los discos ranurados deben tener igual sección en planta que los discos porosos y tendrán que ser lo suficientemente rígidos para soportar la carga vertical durante la prueba, sin que se produzcan deformaciones apreciables.

**- Misceláneos.**

Balanza con una legibilidad que este dentro del  $\pm 0.05\%$  de la masa total del espécimen, sierra, regla de acero, pizetas, desecador, cinta para medición de diámetro y altura con una precisión del 0.025 mm, recipientes para contenido de humedad, tamiz, cuchara, franelas, horno de secado y expansor para la membrana de goma látex.

### Procedimiento

El procedimiento de la prueba se resume en el flujograma del esquema 3.8 en el que se presenta de forma general una serie de pasos lógicos y decisiones que deben ser llevados a cabo.



**Esquema 3.8 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba cross-hole.**

\*Los procedimientos de saturación y consolidación pueden ser retomados de la norma de corte directo ASTM D 3080 por no contarse con información referente a estos apartados en las pruebas de corte simple cíclico investigadas.

## 7.1 Consideraciones generales.

Las siguientes consideraciones generales deben tomarse en cuenta:

- Si se utilizan especímenes cilíndricos, la relación h/d (altura/ diámetro) deberá ser 0.25, generalmente ésta es la relación de un equipo tipo NGI en donde la altura es 20 mm y el diámetro es de 80 mm.
- Si un espécimen cúbico es utilizado, este deberá tener las dimensiones del contenedor tipo Cambridge (100 mm por lado y 20 mm de alto.) tal que pueda colocarse dentro del mismo.

## 7.2 Preparación de la muestra.

Proseguir según el tipo de muestra utilizado para la prueba, esto es, si se trata de una muestra inalterada con la sección 7.2.1 o bien con la sección 7.2.2 si la muestra es alterada.

### 7.2.1 Muestras inalteradas.

#### 7.2.1.1 Muestra inalterada extraída de tubo muestreador (aplicado a contenedores tipo NGI).

Si la muestra es extraída de un tubo muestreador, proseguir como a continuación se indica:

1. Tomar cuidadosamente un espécimen evitando en lo posible cualquier pérdida de humedad y cambio en sus dimensiones.
2. Cortar los extremos de las superficies planas y perpendiculares al eje longitudinal del espécimen, procurando que se mantengan las características del contenido de humedad y de la sección transversal de éste.
3. Colocar en el desecador el espécimen y luego determinar su contenido de humedad al 0.1 %, utilizando el suelo remanente, según el método de prueba D 2216, “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo y rocas”.
4. Retirar el espécimen del desecador y registrar tres lecturas de su altura a una separación de 120° con una precisión de 0.025 mm. Calcular el valor promedio de las medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
5. Tomar una medida del diámetro en la parte central del espécimen con una precisión de 0.025 mm y registrarlo en el formato correspondiente.
6. Determinar la masa del espécimen con una precisión de 0.1g. y registrarla en la hoja de datos.
7. Colocar la probeta en un desecador para evitar la pérdida de humedad hasta el momento de la prueba.

8. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.1.2 Muestra inalterada extraída en forma de cubo.*

1. Cortar un prisma de la muestra obtenida en campo, de un tamaño adecuado utilizando sierras de alambre u otro tipo de equipo de labrado.
2. Labrar el prisma de suelo girándolo hasta moldear el espécimen y conseguir los requisitos de las dimensiones establecidas según la sección 7.1 “consideraciones generales”.

**Notas:**

- Si al realizar el labrado del espécimen se dejan huecos visibles en la superficie de este, rellénelos cuidadosamente con suelo remanente del tallado.
  - Manejar cuidadosamente el espécimen para minimizar alteraciones, cambios en la sección transversal o en el contenido de humedad.
  - El labrado debe ser realizado en un cuarto de humedad controlada, donde se reduzca al mínimo el cambio en el contenido de humedad.
3. Colocar en el desecador el espécimen labrado y luego determinar su contenido de humedad al 0.1 %, utilizando el suelo remanente del labrado, según el método de prueba D 2216, “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelo y rocas”.
  4. Retirar el espécimen del desecador y registre 3 lecturas de su altura a una separación de 120° con una precisión de 0.025 mm. para especímenes cilíndricos y para especímenes cuadrados tome 4 medidas de la altura en la parte media de cada lado. Calcular el valor promedio de las medidas tomadas y regístrelo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  5. Tomar una medida del diámetro en la parte central para especímenes cilíndricos y dos medidas del largo y dos del ancho en la parte superior e inferior para especímenes cuadrados, con una precisión de 0.025 mm. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo como el diámetro promedio del espécimen ( $D_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  6. Determinar la masa del espécimen con una precisión de 0.1g. y registrarla en la hoja de datos.
  7. Colocar la probeta recién preparada en un desecador para evitar la pérdida de humedad hasta el momento de la prueba.

8. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

#### 7.2.2 Muestras alteradas.

Para la preparación de especímenes alterados, estos pueden ser compactados directamente sobre la base de los contenedores tipo Cambridge y NGI.

##### 7.2.2.1 Método de compactación por apisonamiento (aplicable a suelos granulares o cohesivos, secados al aire o húmedos)

###### ✓ Procedimiento para aparato contenedor de muestras tipo NGI.

1. Tomar una porción del suelo a ensayar suficiente para obtener el espécimen compactado.
2. Disgregar el suelo y tamizar por la malla No.4. Posteriormente colocarlo en un recipiente con su respectiva identificación y desmenuzar completamente los grumos en el suelo del material que paso la malla No.4, teniendo cuidado de no reducir el tamaño natural de las partículas individuales.
3. Tomar una cantidad de suelo para la compactación, agregar agua y mezclar completamente hasta producir el contenido de agua deseado.
4. Almacenar el material en un recipiente hermético o en bolsas plásticas y dejarlo reposar durante un tiempo determinado según el tipo de suelo a ensayar de acuerdo a la tabla 3.6

**Tabla 3.6 Guía para tiempo mínimo de reposo en diferentes tipos de suelos.**

CLASIFICACIÓN D 2487	TIEMPO MÍNIMO DE REPOSO (horas).
SW, SP	No se requiere
M	3
SC, ML, CL	18
MH, CH	36

Fuente: Norma ASTM D 3080.

5. Colocar un extremo de la membrana de goma látex en la parte inferior que se unirá a la base del equipo de corte simple cíclico.
6. Colocar un molde partido con las dimensiones mencionadas en la sección 7.1 sobre la base del equipo de corte simple cíclico.
7. Estirar la membrana de goma látex firmemente sobre la superficie interior del molde partido sosteniéndola por la orilla y extendiéndola hacia arriba.

8. Aplicar un vacío parcial al molde partido para presionar a la membrana firmemente contra el molde durante la operación de compactación.
9. Colocar un disco poroso y un disco ranurado previo a la compactación del suelo. El disco ranurado debe colocarse con las ranuras en contacto con el espécimen y con la dirección de éstas perpendicular a la de corte, procurando en lo posible que dicho disco quede horizontal.
10. Colocar el suelo preparado dentro del molde y compactarlo en 2 capas hasta obtener la densidad deseada utilizando un apisonador que posea un diámetro igual o menor a la mitad del diámetro del molde.

**Notas:**

- Escarificar la superficie de cada capa de suelo compactada con el objetivo de lograr la adherencia entre las capas.
  - Los especímenes pueden ser compactados a la densidad deseada por uno de los siguientes métodos: 1) apisonando cada capa de suelo colocada en el molde hasta llevar la masa acumulada a un volumen conocido, 2) ajustando el número de capas, el número de golpes por capas y la fuerza de apisonamiento para compactar cada capa.
11. Tomar 3 veces la altura del espécimen con una precisión de 0.025 mm, realizar estas mediciones a una separación de 120°. Calcular el valor promedio de las tres medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  12. Tomar el diámetro en el centro del espécimen con una precisión de 0.025 mm y registrarlo en el formato correspondiente.
  13. Determinar y registrar la masa del espécimen con una precisión de de 0.1g.
  14. Proseguir según la sección 7.3 “montaje del espécimen”.

✓ *Procedimiento para aparato contenedor de muestras tipo Cambridge.*

1. Repetir los pasos del 1 al 4 de la sección 7.2.2.1 “Procedimiento para aparato contenedor de muestras tipo NGI”.
2. Colocar un disco poroso y un disco ranurado sobre la base del contenedor previo a la compactación del suelo. El disco ranurado debe colocarse con las ranuras en contacto con el espécimen y con la dirección de éstas perpendicular a la de corte, procurando en lo posible que dicho disco quede horizontal.

3. Colocar el suelo preparado dentro del contenedor y compáctelo en 2 capas, a la densidad deseada utilizando un apisonador que posea un área igual o menor a la mitad del área del molde.

**Notas:**

- Escarificar la superficie de cada capa de suelo compactada con el objetivo de lograr la adherencia entre las capas.
  - Los especímenes pueden ser compactados a la densidad deseada por uno de los siguientes métodos: 1) apisonando cada capa de suelo colocada en el molde hasta llevar la masa acumulada a un volumen conocido, 2) ajustando el número de capas, el número de golpes por capas y la fuerza de apisonamiento para compactar cada capa.
4. Registrar 4 medidas de la altura en la parte media de cada lado. Calcular el valor promedio de las medidas tomadas y registrarlo como la altura promedio del espécimen ( $h_{prom}$ ) en el formato correspondiente.
  5. Tomar 2 medidas del largo y 2 del ancho en la parte superior, con una precisión de 0.025 mm. Calcular el valor promedio de las lecturas tomadas y registrarlo en el formato correspondiente.
  6. Determinar la masa del espécimen con una precisión de 0.1g. y registrarla en la hoja de datos.
  7. Proseguir según la sección 7.3 “Montaje del espécimen”.

*7.2.2.2 Método de compactación por vibración seca o húmeda (aplicable a suelos granulares húmedos o secados al horno).*

1. Seguir todos los pasos de la sección 7.2.2.1 “método de compactación por apisonamiento” de acuerdo al tipo de contenedor escogido, con la única diferencia que cada capa colocada en el contenedor será vibrada.

**7.3 Montaje del espécimen.**

*7.3.1 Especímenes inalterados:*

1. Colocar sobre la base del contenedor utilizado en secuencia continua: disco poroso-disco ranurado-espécimen de suelo-disco ranurado-disco poroso-cabezal superior. Seguir el paso 2 para contenedores tipo NGI, de lo contrario seguir el paso 3 para contenedores tipo Cambridge.



**Nota:**

- Los discos ranurados inferior y superior se deben colocar con las ranuras en contacto con el espécimen y con la dirección de éstas perpendicular a la de corte, procurando en lo posible que dichos discos queden horizontales.

2. Cubrir el espécimen con la membrana de goma látex y reforzarlo con la espiral de acero, esta última debe ir enrollada a 25 vueltas por centímetro, de modo que la presión radial máxima sea de 1.4 Kg./cm<sup>2</sup>.

**Notas:**

- Comprobar anticipadamente si la membrana no tiene fugas, colocandola alrededor de una superficie cilíndrica, sellada en los extremos con anillos de goma y sujeta a una presión pequeña de aire en su interior y sumergida en agua, de tal manera que si aparecen burbujas de aire en cualquier punto de la membrana, ésta deberá ser desechada.
  - La membrana será reforzada con alambre, con el fin de asegurar un área de sección transversal constante y mantener las condiciones de coeficiente lateral de tierras en reposo Ko, durante la preparación de la muestra, consolidación y prueba, lo que asegura que las condiciones “in situ” se mantengan lo mejor posible.
  - El diámetro de la membrana deberá ser 90 y 95 % del diámetro del espécimen.
  - El grosor de la membrana no excederá de 1 % del diámetro del espécimen.
3. Colocar el contenedor en la parte inferior de la caja la cual se encuentra unida al aparato y sellarla con el cabezal de carga.
  4. Unir el cabezal de carga a la parte superior de la caja mediante mordazas para impedir el giro o cabeceo de la probeta.
  5. Proseguir con la sección 7.4 “ejecución”.

**7.3.2 Especímenes alterados:****7.3.2.1 Procedimiento para aparato contenedor de muestras tipo NGI.**

1. Colocar sobre el espécimen en secuencia continua: disco ranurado-disco poroso-cabezal superior. El disco ranurado se debe colocar con las ranuras hacia abajo, es decir en contacto con el espécimen y con la dirección de éstas perpendicular a la de corte, procurando en lo posible que dicho disco quede horizontal.
2. Reforzar el espécimen con la espiral de acero enrollada a 25 vueltas por centímetro, de modo que la presión radial máxima sea de 1.4 Kg./cm<sup>2</sup>.

**Nota:**

- La membrana será reforzada con alambre, con el fin de asegurar un área de sección transversal constante y mantener las condiciones de coeficiente lateral de tierras en reposo  $K_0$ , durante la preparación de la muestra, consolidación y prueba, lo que asegura que las condiciones “in situ” se mantengan lo mejor posible.
3. Colocar el contenedor en la parte inferior de la caja la cual se encuentra unida al aparato y séllela con el cabezal de carga.
  4. Unir el cabezal de carga con la parte superior de la caja mediante mordazas para impedir el giro o cabeceo de la probeta.
  5. Proseguir con la sección 7.4 “Ejecución”.

*7.3.2.2 Procedimiento para aparato contenedor de muestras tipo Cambridge.*

1. Colocar sobre el espécimen en secuencia continua: disco ranurado-disco poroso-cabezal superior. El disco ranurado se debe colocar con las ranuras hacia abajo, es decir en contacto con el espécimen y con la dirección de éstas perpendicular a la de corte, procurando en lo posible que dicho disco quede horizontal.
2. Colocar el contenedor en la parte inferior de la caja la cual se encuentra unida al aparato y sellarlo con el cabezal de carga.
3. Unir el cabezal de carga con la parte superior de la caja mediante mordazas para impedir el giro o cabeceo de la probeta.
4. Proseguir con la sección 7.4 “Ejecución”.

**7.4 Ejecución.***7.4.1 Ajustes Iniciales.*

1. Ajustar la celda de carga horizontal y la horquilla de transmisión de carga horizontal para lograr el contacto entre éstas y la base donde se encuentra la caja de deslizamiento.
2. Posicionar y colocar a cero el medidor de desplazamiento horizontal.
3. Posicionar el pistón de carga vertical y asegurarse que se encuentre correctamente centrado.
4. Medir la altura  $H_1$  desde la parte superior del pistón de carga hasta la base del contenedor con una precisión de 0.1 mm.
5. Ensamblar el brazo de palanca haciéndolo descansar sobre el conjunto: pistón de carga vertical-anillo de carga vertical y comprobar que en esta operación no se desplace el pistón, centrándolo de ser necesario.

6. Medir la altura  $H_2$  desde la parte superior del pistón de carga hasta la parte superior del contenedor con una precisión de 0.1 mm. La diferencia entre  $H_1$  y  $H_2$  es el asiento producido en el espécimen por el brazo de palanca y el porta-carga.
7. Posesionar y ajustar el medidor de deformación vertical a cero.

#### 7.4.2 Saturación.<sup>9</sup>

##### 7.4.3 Consolidación (consolidado no drenado CU para suelos cohesivos arcillosos).

1. Colocar las pesas necesarias en el porta-pesas de carga vertical para lograr el esfuerzo deseado ( $\sigma_n$ ) en KPa. Este esfuerzo deberá ser fijado por el técnico responsable.
2. Anotar la hora inicial de esta fase y ponga en marcha el cronómetro.

**Nota:**

- En caso de especímenes saturados, estos deben encontrarse rodeados de agua durante el proceso de consolidación para mantener así su condición.
  - Las lecturas de deformación vertical con el tiempo no son necesarias debido a que la falla se realiza en condiciones no drenadas.
3. Proseguir con la consolidación hasta el final de la consolidación primaria. Normalmente son suficientes 24 horas en la mayoría de suelos cohesivos.
  4. Tomar la lectura del medidor de deformación vertical una vez se finalice la consolidación.

#### 7.4.4 Proceso de carga.

1. Proceder a encender el equipo de control y seleccionar los valores iniciales de los amplificadores de carga y recorrido, que se ajusten de mejor manera a la prueba a realizar.
2. Establecer los valores límites (amplitudes máximas y mínimas) de las señales para realizar la ejecución automática de la prueba por medio del detector de límites.
3. Elegir el tipo de método de prueba: método A (control de carga), o bien método B (control de deformación), según la prueba a realizar y seleccionarlo en el equipo.

---

<sup>9</sup> El procedimiento de saturación para pruebas de corte simple cíclico es omitido debido a que no se cuenta con suficiente información para documentarlo, sin embargo dicho procedimiento es básico en algunas pruebas como las relacionadas con arenas saturadas en las que debe ser aplicado.

El proceso de consolidación se define por el tipo de suelo y la modalidad del ensayo a realizar, es decir: si es consolidado drenado CD, consolidado no drenado CU o bien no consolidado no drenado UU. En este procedimiento, se retoma como ejemplificación el ensayo consolidado drenado CD de la norma de corte directo UNE 103401:19998.

**Notas:**

- Se toma como ejemplo para los pasos restantes, la realización de la prueba mediante el uso del método B (deformación controlada). Es decir, que se han de definir con anticipación, los niveles de deformación angular bajo los cuales se va a trabajar.
  - Finalizado el proceso de consolidación se conoce con precisión la altura del espécimen y se determina el valor de amplitud de onda que es necesario aplicar para obtener así la deformación angular deseada.
4. Seleccionar en el generador de funciones, el tipo de función a realizar; es decir: señal senoidal, cuadrada, triangular o de rampa.

**Nota:** Generalmente, las ondas sinusoidales son mucho más fáciles de seguir, mientras que ondas como por ejemplo las cuadradas, son más difíciles de lograr debido al salto brusco que presentan.

5. Ajustar la velocidad y el sentido de la señal a aplicar.
6. Conectar el sistema hidráulico (Control del equipo de Motobomba) para accionar el pistón que aplicará la deformación cortante.
7. Accionar el interruptor marcha-parada e inicie la prueba, la cual deberá finalizar en forma automática una vez alcanzado el número de ciclos preseleccionados.

**Notas:**

- Según Braja Das (1983), un sismo de magnitud variable entre 5 y 7 en la escala de Richter, presenta duraciones comprendidas entre 5-30 seg. Los períodos de excitación en la falla varían entre 0.2-0.32 seg. Para tales condiciones, el número de ciclos en el terreno puede oscilar entre 25 y 90. Es tarea del Ingeniero que realiza la prueba, estimar el valor del número de ciclos, según sea la aplicación de la prueba.
8. Registrar las lecturas de esfuerzo cortante ( $\tau$ ) y deformación cortante ( $\gamma$ ) obtenidas durante el transcurso de la prueba hasta el final de la misma.

**Nota :** La mayoría de modelos de equipos de registro pueden proporcionar además de cálculos, gráficas de esfuerzo cortante ( $\tau$ ) - deformación angular ( $\gamma$ ) por lo que no se hace necesario realizarlas.

**8. Cálculos.***8.1 Propiedades iniciales del espécimen:*

8.1.1 Calcular el contenido inicial de agua ( $\omega\%$ ), tal como lo describe el método D 2216 “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas”:

$$\omega\% = \frac{W_{\text{agua}}}{W_{\text{sólidos}}} \times 100 \quad \text{Ec.3.83}$$

Donde:

$\omega\%$  = Contenido de agua, %.

$W_{\text{agua}}$  = Peso del agua en el espécimen, g (lb).

$W_{\text{sólidos}}$  = Peso de las partículas sólidas, g (lb).

8.1.2 Volumen de los sólidos, ( $V_s$ ):

$$V_s = \frac{W_{\text{sólidos}}}{G_s(\rho_{\text{agua}})} \quad \text{Ec.3.84}$$

Donde:

$V_s$  = volumen de los sólidos, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>).

$G_s$  = Gravedad específica de los sólidos, adimensional.

$\rho_{\text{agua}}$  = Densidad del agua, mg/m<sup>3</sup> (lb/pulg.<sup>3</sup>).

**Nota:** La gravedad específica de los sólidos puede ser determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 “Método de prueba estándar para la gravedad específica de sólidos del suelo por medio del picnómetro” o puede ser asumida basándose en resultados de pruebas anteriores.

8.1.3 Relación de vacíos inicial, ( $e_0$ ):

$$e_0 = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Ec.3.85}$$

Donde:

$e_0$  = Relación de vacíos inicial.

$V_v$  = Volumen de vacíos = volumen del agua + volumen de aire =  $V_w + V_a$

8.1.4 Grado inicial de saturación, (S):

$$S = \frac{V_w}{V_v} = \frac{\omega G_s}{e_0} \quad \text{Ec.3.86}$$

Donde:

S= Grado de saturación, %.

$G_s$ = Gravedad específica de los sólidos, adimensional.

$e_0$ = Relación de vacíos inicial.

**Nota:** La gravedad específica de los sólidos puede ser determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 “Método de prueba estándar para la gravedad específica de sólidos del suelo por medio del picnómetro” o puede ser asumida basándose en resultados de pruebas anteriores.

#### 8.1.5 Peso específico seco inicial del suelo, ( $\gamma_d$ ):

$$\gamma_d = \frac{W_{sólidos}}{V_T} \quad \text{Ec.3.87}$$

Donde:

$\gamma_d$  = Peso específico seco inicial del suelo, g / mm<sup>3</sup> (lb/ pulg.<sup>3</sup>)

$V_T$  = Volumen total del espécimen, mm<sup>3</sup> (pulg.<sup>3</sup>)

$W_{sólidos}$  = Peso de las partículas sólidas, g (lb).

**Nota:** El volumen total del espécimen deberá ser calculado con las dimensiones iniciales del mismo.

### 8.2 Propiedades del espécimen después de la consolidación:

#### 8.2.1 Calcular la altura del espécimen ( $H_c$ ) después de la consolidación como sigue:

$$H_c = H_0 - \Delta H \quad \text{Ec.3.88}$$

Donde:

$H_c$  = Altura del espécimen después de la consolidación, mm (pulg.)

$H_0$  = Altura inicial del espécimen, mm (pulg.)

$\Delta H$  = Cambio en la altura del espécimen al final de la consolidación, mm (pulg.),

#### 8.2.2 Calcular la relación de vacíos final, ( $e_f$ ):

$$e_f = \frac{V_v}{V_s} \quad \text{Ec.3.89}$$

Donde:

$e_f$  = Relación de vacíos final.

$V_v$  = Volumen de vacíos = volumen del agua + volumen de aire =  $V_w + V_a$

$V_s$  = volumen de los sólidos,  $\text{mm}^3$  (pulg.<sup>3</sup>).

8.2.3 Calcular el contenido final de agua ( $\omega\%$ ), tal como lo describe el método D 2216 “Método de prueba para la determinación en laboratorio del contenido de agua (humedad) en suelos y rocas”:

$$\omega\% = \frac{W_{\text{agua}}}{W_{\text{sólidos}}} \times 100 \quad \text{Ec.3.90}$$

Donde:

$\omega\%$  = Contenido de agua, %.

$W_{\text{agua}}$  = Peso del agua en el espécimen, g (lb).

$W_{\text{sólidos}}$  = Peso de las partículas sólidas, g (lb).

8.3 Cálculos para el lazo o ciclo de histéresis:

Los cálculos se realizarán para cada ciclo individual de histéresis registrándolos en un formato como el que se muestra en la figura 3.49.

8.3.1 Calcular la razón de amortiguamiento del suelo ( $\xi$ ) para un ciclo de histéresis dado:

$$\xi = \frac{A_L}{4\pi A_T} \times 100 \quad \text{Ec.3.91}$$

Donde:

$\xi$  = Razón de amortiguamiento del suelo, %.

$A_L$  = Área del ciclo de histéresis,  $\text{mm}^2$

$A_T$  = Área del triángulo sombreado,  $\text{mm}^2$ , mostrado en el gráfico 3.2.

8.3.2 Calcular el módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ):

$$E_d = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \times \frac{H_{prom}}{A_{prom}} \quad \text{Ec.3.92}$$

Donde:

$E_d$  = Módulo de elasticidad dinámico, Kpa ( $\text{Lb}/\text{in}^2$ ),

$L_{DA}$  = Doble amplitud de carga, KN (Lb),

$S_{DA}$  = Doble amplitud de deformación. mm (pulg.)

$H_{prom}$  = Altura promedio del espécimen, mm (pulg.) y


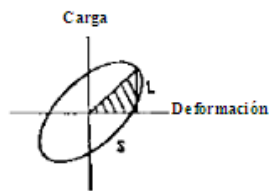
$A_{prom}$  = Área promedio del espécimen, mm<sup>2</sup> (pulg.<sup>2</sup>).

### 9. Información mínima que contendrá el informe de la prueba.

Reportar la siguiente información:

- ✓ Identificación y una descripción visual del espécimen, incluyendo la clasificación del tipo de suelo, de acuerdo con la práctica D 2488 y si el espécimen es inalterado o remoldeado (indique el método de preparación).
- ✓ El valor de la gravedad específica de los sólidos y anotar si fue determinada de acuerdo con el método de prueba D 854 “Método de prueba estándar para la gravedad específica de sólidos del suelo por medio del picnómetro”.
- ✓ Análisis del tamaño de las partículas de suelo y si se determinó con el método de prueba D 422 “Método de prueba estándar para el análisis de tamaño de partículas de suelos”.
- ✓ Peso específico seco del espécimen, relación de vacíos, contenido de agua y grado de saturación antes de la consolidación.
- ✓ Altura ( $H_{prom}$ ) y diámetro ( $D_{prom}$ ) inicial del espécimen.
- ✓ Método que se siguió para saturar el espécimen.
- ✓ Relación de vacíos, humedad después de la consolidación.
- ✓ Gráficas de: esfuerzo cortante ( $\tau$ ) - deformación angular ( $\gamma$ ), esfuerzo cortante ( $\tau$ ) - número de ciclos ( $n$ ), presión de poros ( $u$ ) - número de ciclos ( $n$ ) y esfuerzo cortante ( $\tau$ ) -esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ).
- ✓ Dibujo o fotografía de la falla del espécimen después de la prueba.
- ✓ Observaciones y/o anotaciones con respecto a cualquier condición inusual o alguna información necesaria para interpretar correctamente los resultados obtenidos.



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES					
					
<b>“ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA”</b> <b>PRUEBA USANDO EL APARATO DE CORTE SIMPLE CÍCLICO PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE YOUNG Y AMORTIGUAMIENTO DEL SUELO.</b>					
INFORMACIÓN GENERAL:					
Proyecto	:	_____	Corrida	:	_____
Lugar de procedencia	:	_____	Movimiento	:	_____
Fecha	:	_____	No. de probeta	:	_____
Calculado por	:	_____	Revisado por	:	_____
DATOS DEL ESPÉCIMEN (INICIALES):					
$D_{prom}$	=	_____ cm	$M_e^*$	=	_____ g
$H_{prom}$	=	_____ cm	$V_e$	=	_____ cm <sup>3</sup>
$A_{prom}$	=	_____ cm <sup>2</sup>	$\gamma_e$	=	_____ g/cm <sup>3</sup>
			$G_s$	=	_____ %
			$\omega$ %	=	_____ %
			S	=	_____ %
DATOS DEL ESPÉCIMEN (FINALES):					
$M_e$	=	_____ g	$\omega$ %	=	_____ %
$H_c$	=	_____ mm	$e_f$	=	_____
AMORTIGUAMIENTO:					
$A_L$	=	Área del lazo: _____ N-mm.			
$A_T = S \times L$	:	_____ N x _____ mm.			
	:	_____ N-mm.			
$\xi = \frac{A_L}{4\pi A_T}$	:	_____ %			
					
MÓDULO DE ELASTICIDAD DINÁMICO Y AL ESFUERZO CORTANTE:					
$L_{DA}$	:	_____ N/mm	X	_____ mm	= _____ N
$S_{DA}$	:	_____ mm/mm	X	_____ mm	= _____ mm
$E = \frac{L_{DA}}{S_{DA}} \times \frac{H_{prom}}{A_{prom}}$	:	_____ X _____	=	_____ N	
	:	_____ X 10 <sup>6</sup>	=	_____	
$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$	:	_____ / 2(1+ _____)	=	_____	
<b>Notas:</b>					
- *Me = Masa del espécimen.					
- Para la definición de las variables, ver sección 8 de “Cálculos”.					

**Figura 3.50 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo para la prueba de corte simple cíclico. [Fuente: Norma ASTM D 3999-91].**

## 10. Variables a controlar en la prueba:

Las variables más importantes que se deben controlar durante la realización de esta prueba son las siguientes:

a) Preparación de la muestra:

- ✓ Que la compactación sea uniforme, si el espécimen es remoldeado.
- ✓ Tomar las medidas de altura y diámetro con la mayor precisión posible.
- ✓ Manipular la muestra de una manera adecuada, de tal manera que no se induzcan estados tensionales.

b) Proceso de carga o deformación cíclica:

Evitar:

- ✓ Cargas muy altas que originen tensiones que corten la probeta.
- ✓ Ciclos de carga no simétricos.
- ✓ Frecuencias de carga que no sean constantes.
- ✓ Amplitudes de carga variable.

## 11. Ejemplo de las graficas obtenidas a partir de la prueba:

Los resultados típicos de una prueba de corte simple cíclico son mostrados en el gráfico 3.9. Esta prueba se realizó a 1Hz para una arena bien graduada.

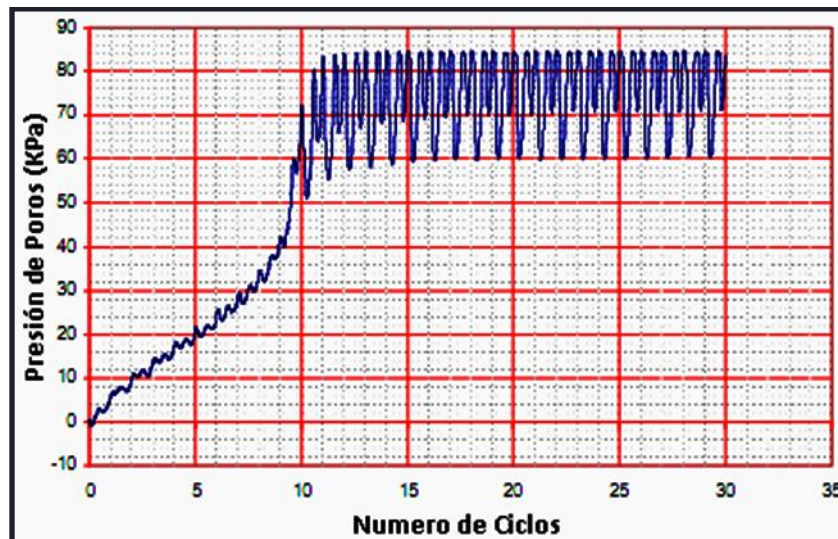


Gráfico 3.9 Aumento de la presión de poro hasta la falla para una arena bien graduada

[[www.gdsinstruments.com](http://www.gdsinstruments.com)].

Puede observarse el aumento gradual en la presión de poro hasta el décimo ciclo, en donde ocurre la falla. Es en este punto donde inicia un aumento característico en forma de rampa de la deformación por corte, sin existir un aumento sustancial en el esfuerzo de corte máximo (gráfico 3.10).

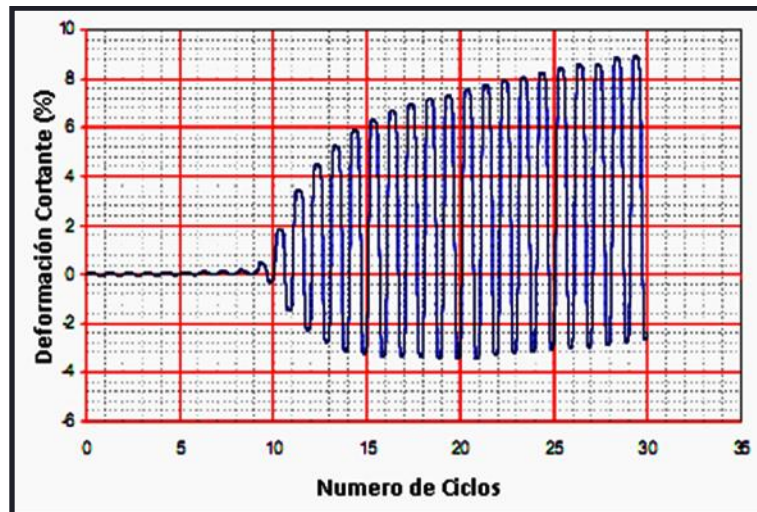


Gráfico 3.10 Aumento de la deformación cortante con el número de ciclos después de la falla. [www.gdsinstruments.com].

El gráfico 3.11 muestra el movimiento de la deformación cortante mientras el esfuerzo de corte sigue siendo la función controlada en la prueba.

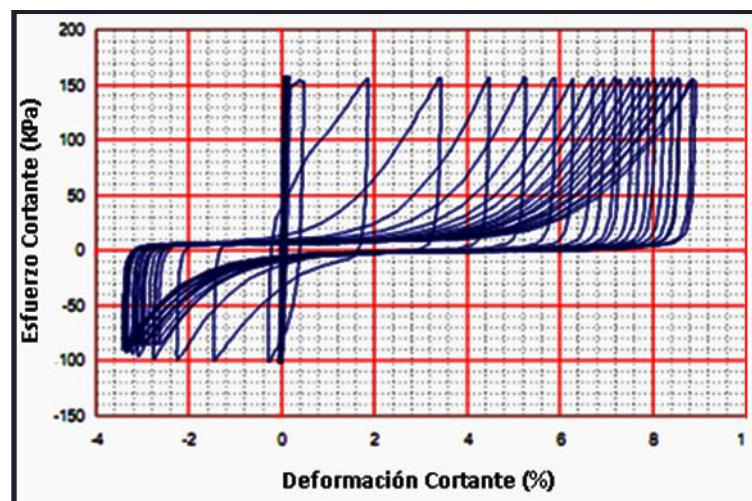


Gráfico 3.11 Gráfica de esfuerzo deformación para una arena. [www.gdsinstruments.com].

El Gráfico 3.12 muestra la relación entre el aumento gradual del esfuerzo vertical ( $\sigma_v$ ) contra el esfuerzo cortante ( $\tau$ ) para el sistema de volumen constante, como puede observarse el esfuerzo cortante varía dentro de un rango de amplitud constante conforme aumenta el número de ciclos, esto también puede ser visualizado en el gráfico 3.13.

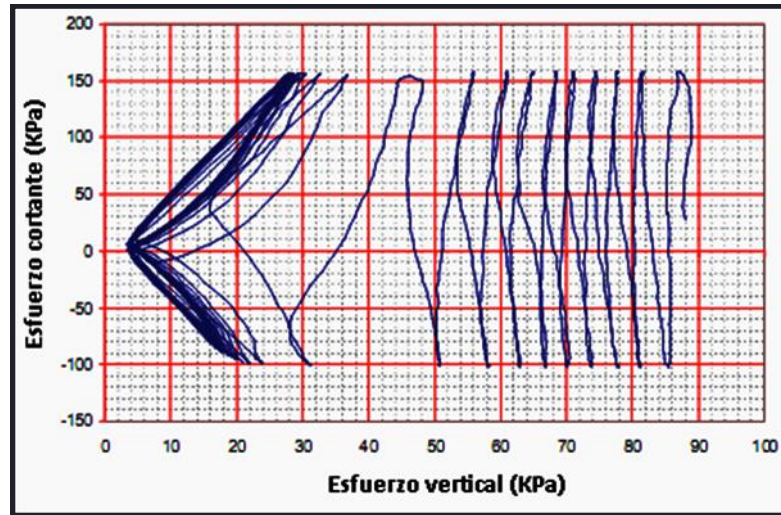


Gráfico 3.12 Gráfica de esfuerzo cortante contra esfuerzo vertical. [www.gdsinstruments.com].

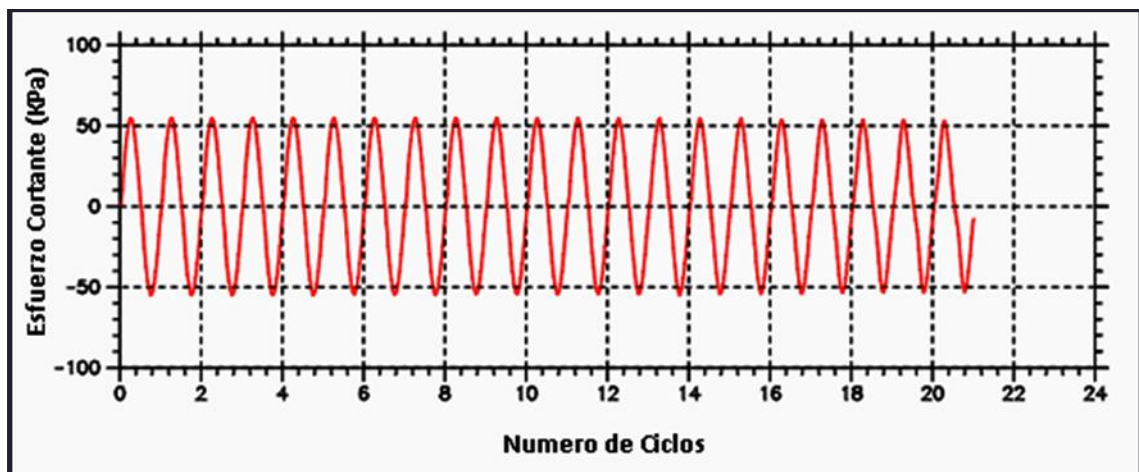


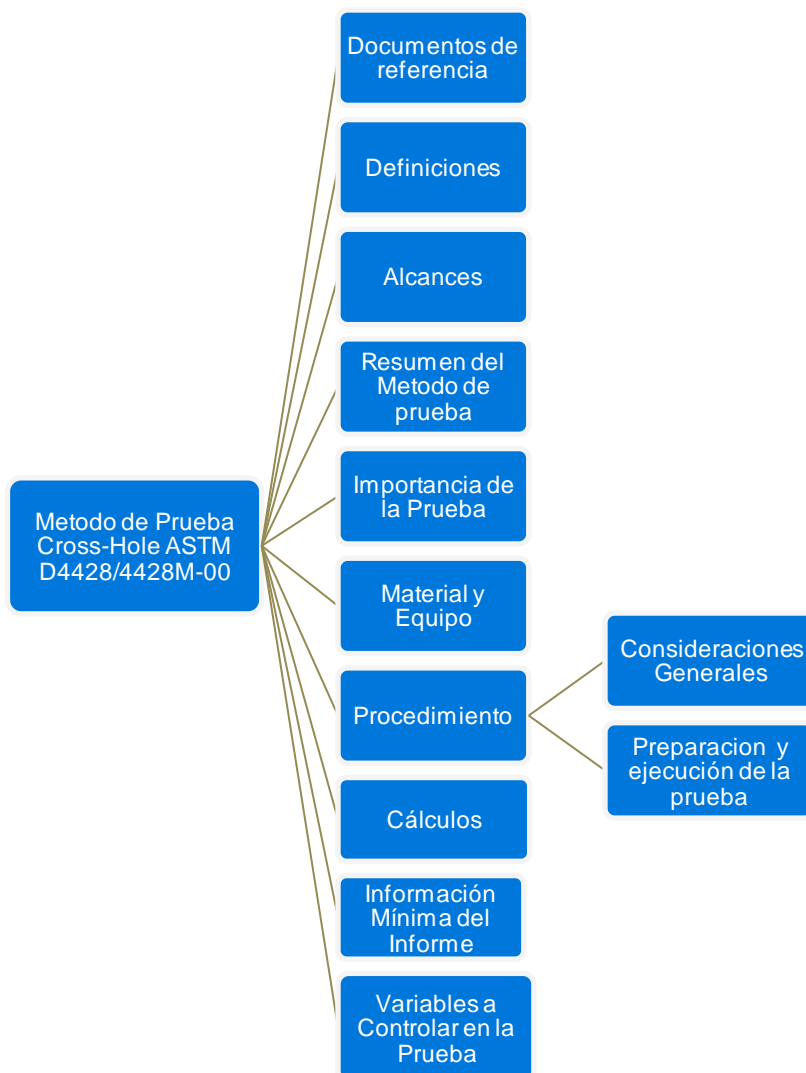
Gráfico 3.13 Curva de la variación de esfuerzo cortante dentro de un rango de amplitud constante vs. número de ciclos.

## **3.8 PRUEBAS DE CAMPO.**

### 3.8.1 MÉTODO DE PRUEBA PARA EL ENSAYO DE POZO CROSS-HOLE. (BASADA EN ASTM D4428/4428M-00).

Este método de prueba tiene como finalidad investigar el valor de las velocidades de ondas primarias P y secundarias S de los diferentes estratos de suelo en una perforación realizada.

En el esquema 3.9, se presentan las diferentes partes que componen la estructuración del método de prueba, las cuales han sido basadas en la norma ASTM D 4428 “Método de prueba estándar para la prueba sísmica de Cross-hole”.



Esquema 3.9 Estructura del método de prueba Cross-hole.

## 1. Documentos de referencia.

Los documentos que se presentan a continuación son normas complementarias al método de prueba cross-hole, a las cuales se hace referencia en cada una de las etapas de este método de prueba.

*Normas ASTM:*

D 653 Terminología relacionada a suelos, rocas y fluido contenido en ellos.

D2487 Clasificación de suelos para propósitos ingenieriles (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

D2488 Práctica para la descripción e identificación de suelos (procedimiento visual-manual).

D5777 Guía estándar para el uso del método de refracción para investigación sub-superficial.

D 4428 Método de prueba estándar para la prueba sísmica cross-hole.

## 2. Definiciones.

A continuación se hace una breve definición de cada uno de los términos principales que se utilizarán en este método de prueba, así como la simbología que se empleará, la cual puede diferir de la que presenten otros textos, por lo que cabe aclarar que éstas son útiles únicamente para la aplicación de este documento.

### 1. Frecuencia ( $f$ ) :

Número de ciclos que ocurren en una unidad de tiempo.

### 2. Onda de compresión o primaria ( $v_p$ ):

Onda que comprime y expande las partículas de suelo en la misma dirección en la que viaja.

### 3. Onda transversal o secundaria ( $v_s$ ) :

Es aquella que genera un movimiento en el interior del suelo, ortogonal a la dirección de propagación de la misma. La velocidad de propagación  $v_s$ , se calcula mediante la ecuación 3.93.

$$v_s = \frac{G}{\rho} = \frac{\mu}{\rho} = \frac{E_d}{\rho} \frac{1}{2(1+\nu)} \quad \text{Ec.3.93}$$

Donde:

$G = \mu$  = Módulo de rigidez al esfuerzo cortante, Pa.

$\rho$  = Densidad de la masa, Kg / m<sup>3</sup>.

$E_d$  = Módulo de elasticidad dinámico, Pa.

$\nu$  = Relación de Poisson (adimensional).

**4. Perforación:**

Agujero de sección circular definida, realizada en suelo o roca, dicha perforación se avanza usando un taladro.

**5. Perforadora:**

Máquina o equipo diseñado para penetrar formaciones de suelo o roca, o ambos.

**6. Período:**

Intervalo de tiempo en el que ocurre un ciclo completo.

**7. Lechada de cemento:**

Lechada de cementación en la cual el agente de cementación primario es el cemento Portland.

**8. Velocidad sísmica :**

Es la velocidad de las ondas sísmicas en formaciones geológicas.

**3. Alcances.**

- El método Cross-hole, se limita a la determinación del tiempo de viaje horizontal de ondas sísmicas de compresión (P) y de corte (S) en sitios formados principalmente de suelo (no así en sitios rocosos).
- El método de prueba trata los diversos usos de los datos obtenidos así como los procedimientos de interpretación aceptables y equipo tal como: fuentes sísmicas (martillos, explosivos, pistolas de aire, etc.), receptores, geófonos y sistemas de registro. De igual manera abarca temas como espaciamiento, perforado, revestimiento, relleno con mortero de las perforaciones, pruebas de desviación de la perforación y el comportamiento real de la prueba.
- La reducción de los datos registrados e interpretación de los mismos, es limitada a la identificación de los tipos de onda, a la relación de la velocidad aparente con la velocidad real, ejemplos de cálculo, espaciamiento efectivo entre perforaciones, al uso de la ley de refracción de Snell, algunas asunciones que deben ser hechas y programas de computadoras.
- El método de prueba Cross-hole, describe dos métodos de acuerdo al campo de aplicación de cada uno de ellos, siendo estos los siguientes:

a) *Método A (método preferido)*: Este método debe ser utilizado para proyectos de gran importancia en los que se requiere de una alta calidad en los datos obtenidos.

b) *Método B (método opcional)*: Este método debe ser utilizado cuando la naturaleza del proyecto no permita el tiempo y el costo que incurriría el uso del método A, así como en



proyectos específicos tales como una investigación debajo de fundaciones de maquinarias relativamente pequeñas o en proyectos en los cuales no se requieran medidas de los datos con un alto grado de precisión.

- Es importante hacer resaltar que más de un dispositivo aceptable se puede utilizar para generar una alta calidad de ondas P o S, o bien ambas. De igual forma, diversos tipos de receptores y sistemas de registro comercialmente disponibles se pueden también utilizar para llevar a cabo una prueba aceptable de cross-hole. Por tanto, este método de prueba se refiere principalmente al procedimiento actual de prueba, interpretación de datos y las especificaciones del equipo con el cual se obtendrán resultados de la prueba uniformes.

#### **4. Resumen del método de prueba.**

En este método de prueba se realizan dos o más perforaciones, en una de las cuales se produce generación de ondas P y S a una profundidad determinada, mientras que en la(s) otra(s) se mide el tiempo de arribo de dichas ondas a la misma profundidad mediante un equipo de registro. Finalmente se obtiene la velocidad de propagación de las ondas P o S con los datos conocidos de distancia entre perforaciones y tiempo de arribo de las ondas para cada profundidad en estudio. El mínimo de sondeos requeridos para la prueba es de dos perforaciones.

#### **5. Importancia de la prueba.**

El método cross-hole provee de un diseño con información referente a las velocidades de ondas sísmicas de los materiales en estudio. Estos datos pueden ser utilizados ya sea, como datos de entrada en análisis estático–dinámicos, o bien como un medio para la obtención de propiedades dinámicas como el módulo de rigidez al esfuerzo cortante ( $G$ ), módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ), y relación de Poisson ( $\nu$ ). Los módulos así obtenidos de la prueba cross-hole, se utilizan directamente en el diseño de fundaciones de maquinaria como base para predecir asentamientos de suelos y conjuntamente con valores de módulos obtenidos en laboratorio para análisis de la respuesta debida a sismos y ráfagas de vientos en estructuras importantes. El método además, puede ser utilizado simplemente para la determinación de anomalías existentes entre perforaciones.

Dentro de las consideraciones de este método, está la de asumir la existencia de una estratificación horizontal y el uso de la ley de refracción de Snell para analizar la refracción de ondas.

## 6. Material y equipo.

El equipo básico para una prueba cross-hole usando fuente mecánica es mostrado en la figura 3.51, el cual puede dividirse en tres partes: fuente de energía, receptores y sistema de registro.

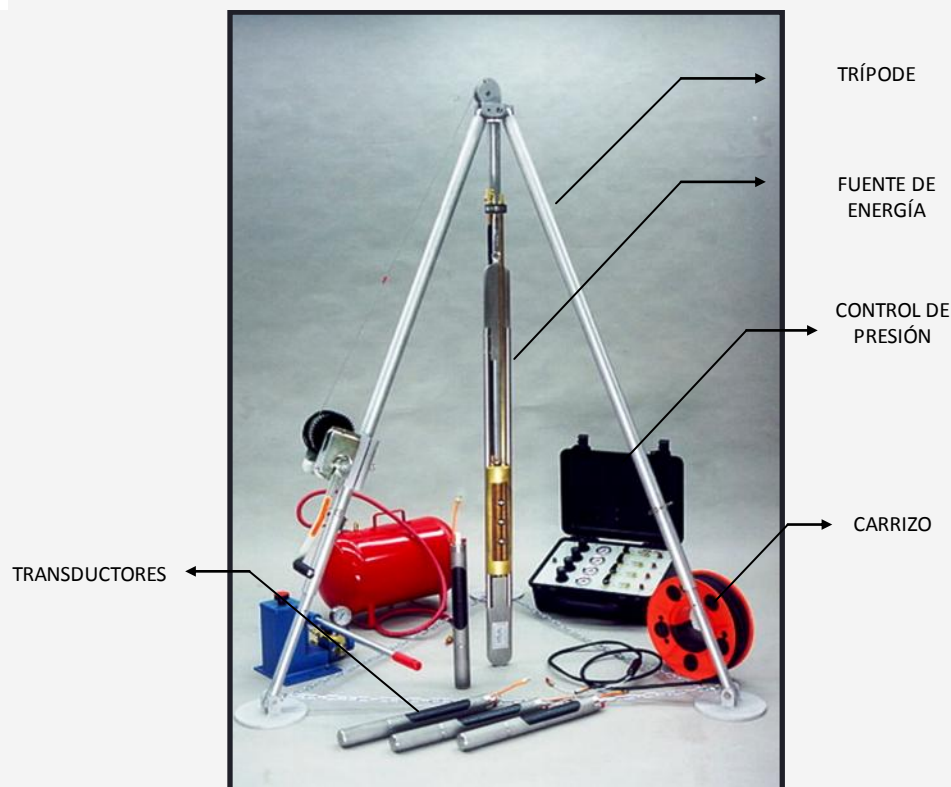


Figura 3.51 Equipo básico para una prueba cross-hole con fuente mecánica.

[[www.gpe.org/products/images/xhole.jpg](http://www.gpe.org/products/images/xhole.jpg)].

A continuación se detalla el material y equipo utilizado para la prueba cross-hole.

- **Cemento:**

Utilizado para la elaboración de la mezcla de lechada que se insertará entre el espacio de la pared externa del tubo PVC de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.) y la pared de la perforación.

- **Arena:**

Utilizada como aglomerante de la mezcla de lechada.

- **Accesorios:**

Cable para conexiones, acúñes, bolsas de aire.

- **Fuentes de energía:**

El tipo de fuente de energía se elige de acuerdo a las necesidades de la prueba, la consideración primordial es si se determinará la velocidad de ondas S o la velocidad de onda P, es decir, para el caso de esta última, la fuente de energía deberá reproducir este tipo de onda requerida, transmitiendo la energía adecuadamente al medio en compresión o en el cambio de volumen.

1. **Fuentes mecánicas:**

Para la generación de ondas S identificables, es preferible emplear el tipo de fuente mecánica (como el golpe de un martillo), aunque se aclara que los impactos verticales tienen un contenido elevado en ondas P y por tanto se recomienda utilizar impactos horizontales en la superficie del suelo cuando lo que se busca es generar mayor contenido de ondas SH (ondas perpendiculares a la dirección de propagación cuyo movimiento es horizontal).

Las características principales de las fuentes mecánicas deben ser:

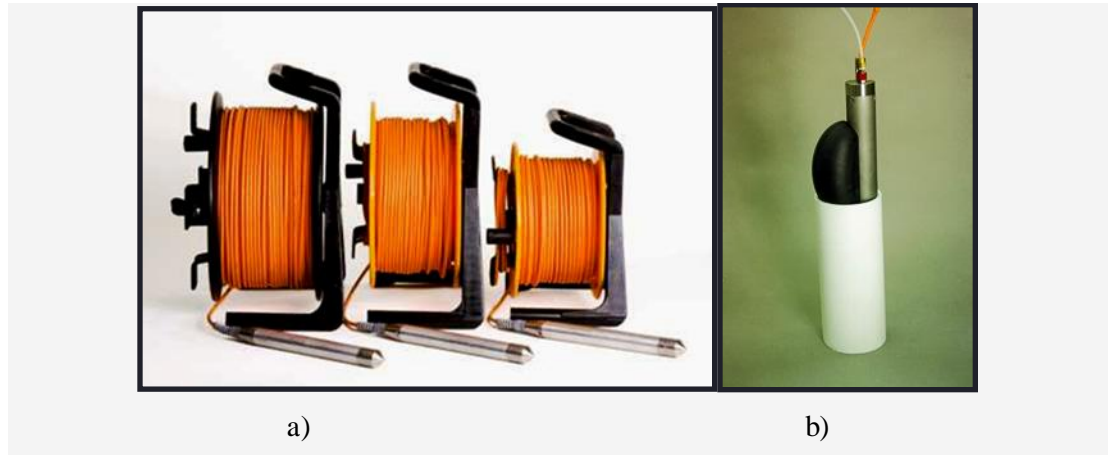
- a) Direccional: es decir, transmitir energía al suelo principalmente por distorsión direccionada.
- b) Repetible: lo cual significa que el tren de ondas generado se repita el suficiente número de veces como para tomar la lectura de los datos.
- c) Reversible: es decir; que permita cambiar de polaridad, con el fin de identificar claramente el tiempo de llegada de la onda secundaria S. Además, la fuente de ondas S debe ser capaz de producir un tren de ondas S con una amplitud de al menos dos veces la del tren de ondas P.

2. **Fuentes explosivas:**

Este tipo de fuente genera ondas P bien definidas y por el contrario genera ondas S muy pobres. Entre los tipos de fuentes explosivas se pueden mencionar: pistolas de aire, martillos y explosivos.

- **Receptores.**

Los receptores utilizados en la prueba cross-hole son transductores (ver figura 3.52), con características apropiadas de frecuencia y sensibilidad para detectar el arribo del tren de onda sísmica que se quiera determinar (P o S). Se recomienda que la frecuencia natural de los transductores de velocidad se encuentre entre 4 y 20 Hz.



**Figura 3.52 a) transductores con carrizos incorporados, b) cubierta con vejiga expansible para fijar el transductor a la elevación apropiada. [www.gpe.org/products/images/xhole.jpg].**

Entre los receptores comúnmente utilizados se encuentran los geófonos y los acelerómetros. La respuesta de frecuencia del transductor no debe variar más de 5 % sobre un rango de frecuencias a partir desde 0.5 a 2 veces la frecuencia predominante del tren de ondas S específico del lugar.

El transductor (geófono) debe ser encerrado en un contenedor individual (de preferencia en forma cilíndrica) cuya longitud no exceda de 450 mm (18 plg.). Los implementos necesarios tales como acuñes, extensores mecánicos o bien bolsas de aire se utilizan para que el contenedor pueda sostenerse en contacto firme con el costado de la perforación.

En la mayor parte de las pruebas cross-hole se incluye unidades receptoras que consisten de un paquete de tres geófonos por cada perforación receptora, orientados perpendicularmente entre sí, uno de ellos es paralelo al eje de la perforación y aproximadamente vertical, mientras que los otros dos se colocan horizontalmente. En este arreglo triaxial sólo la componente vertical será aceptada para la determinación del arribo de la onda S.

De preferencia los dos geófonos horizontales se orientan de manera que uno de ellos sea transversal a la fuente para detectar las ondas S polarizadas horizontalmente (SH), mientras que el otro geófono se orienta radialmente para localizar las ondas P y las ondas S polarizadas verticalmente (SV).

En caso donde el arribo de la onda P no sea deseado, puede ser usado solamente un geófono vertical uniaxial. Pero si se desea el arribo de la onda P este puede ser determinado usando un geófono horizontal que se aproxime lo mas radial posible a la fuente.

- **Sistema de Registro.**

El sistema de registro consistirá de amplificadores separados, uno para cada transductor que sea registrado, teniendo características de fase idénticas y un control de ganancia ajustable. Solamente la filtración de la señal digital será aceptada, mientras que no se aceptaran filtraciones análogas, activas o pasivas por causar inherentes retrasos de fase.

El sistema de registro puede consistir de un sismógrafo o bien de un osciloscopio para recibir señales eléctricas procedentes de los geófonos, además de un amplificador de señal.

### **1. Sismógrafo. :**

Los sismógrafos son dispositivos encargados de recibir las señales o impulsos eléctricos (voltajes) procedentes de los geófonos, amplificándolas y convirtiéndolas de señales análogas a digitales. Existen una gran variedad de sismógrafos que varían desde unidades con un solo canal hasta unidades con múltiples canales de entrada.

Dicho sistema debe aceptar solamente filtraciones de señales digitales y no señales análogas, activas o pasivas que sean capaces de crear retrasos de fase.

### **2. Osciloscopio:**

Los osciloscopios son dispositivos de registro que permiten medir tiempos de viaje en milisegundos y frecuencias de ondas en el rango de centenares de hertzios, lo cual los hace excelentes dispositivos para la grabación de ondas P y S. Sin embargo, cabe aclarar que los osciloscopios deben ser calibrados en el campo para una apropiada sincronización y accionamiento.

Generalmente cuatro o más receptores pueden ser vistos al mismo tiempo en un osciloscopio, la figura 3.53 muestra la salida registrada en un osciloscopio de los transductores verticales acuñados en dos perforaciones, el arribo de las ondas primarias y secundarias se denota por las letras P y S respectivamente en cada perforación.

La implementación de registros permanentes mediante el uso de una cámara fotográfica es muy útil para auxiliar el registro realizado con los osciloscopios.

### **3. Amplificador de señal:**

La función de este tipo de aparato es el de amplificar las señales débiles. Cada amplificador recibe la señal de un geófono conectado por medio de un cable conductor que lleva la señal al sismógrafo.

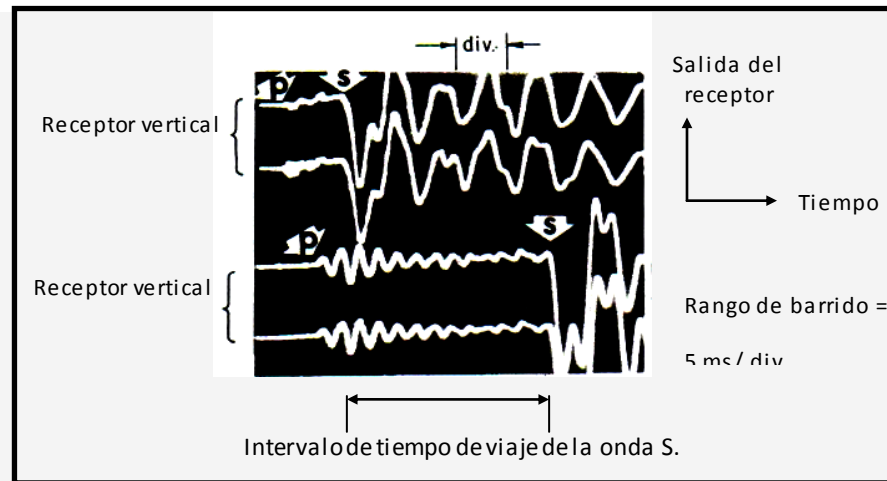
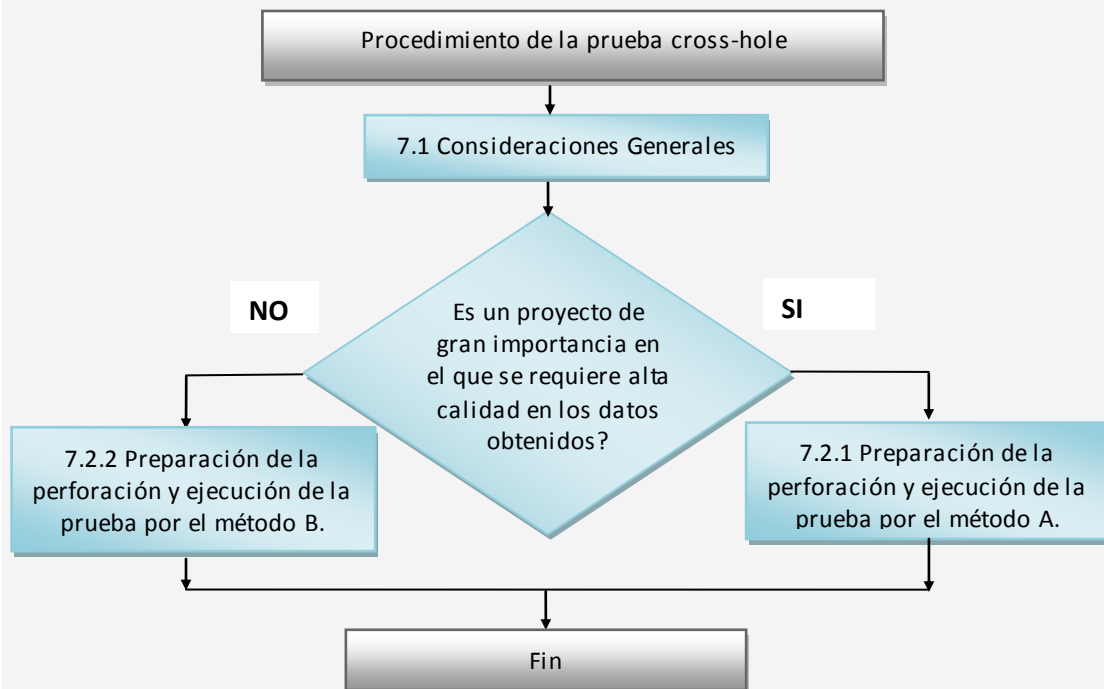


Figura 3.53 Registro en el osciloscopio del tiempo de viaje de dos receptores para una fuente mecánica. [In Situ determination of dynamic soil properties, S.D Wilson, F.R. Brown, Jr., y S.D.Schwarz].

## 7. Procedimiento.

El flujograma mostrado en el esquema 3.10 indica de una manera general, la serie de pasos lógicos y decisiones que deben ser realizados a lo largo del procedimiento de la prueba de cross-hole.



Esquema 3.10 Representación esquemática del procedimiento para el método de prueba cross-hole.

### 7.1 Consideraciones generales.

Debe tenerse en cuenta que la siguiente sección 7.2 “Preparación y ejecución de la perforación” descrita en este procedimiento es aplicable tanto a la perforación que se utilizara para colocar la fuente, como para aquellas en donde se colocaran los receptores.

### 7.2. Preparación y ejecución de la perforación.

Seleccionar uno de los dos métodos a continuación descritos, ya sea 7.2.1 “Método A o método preferido” o bien 7.2.2 “Método B o método opcional” según los campos de aplicación de cada uno de ellos mencionados en la sección 3.0 “Alcances” de este método de prueba.

#### 7.2.1 Método A (método preferido).

1. Marcar sobre la superficie del terreno un arreglo lineal para tres perforaciones espaciadas a 3.0 m. (10 pies) centro a centro, como se muestra en la figura 3.54.

**Nota:** El espaciado entre las perforaciones puede ser ampliado a 4.5 m. (15 pies) si se conoce que la velocidad de onda S excederá los 450 m/s (1500 pies/s) lo que se da a menudo en materiales aluviales.

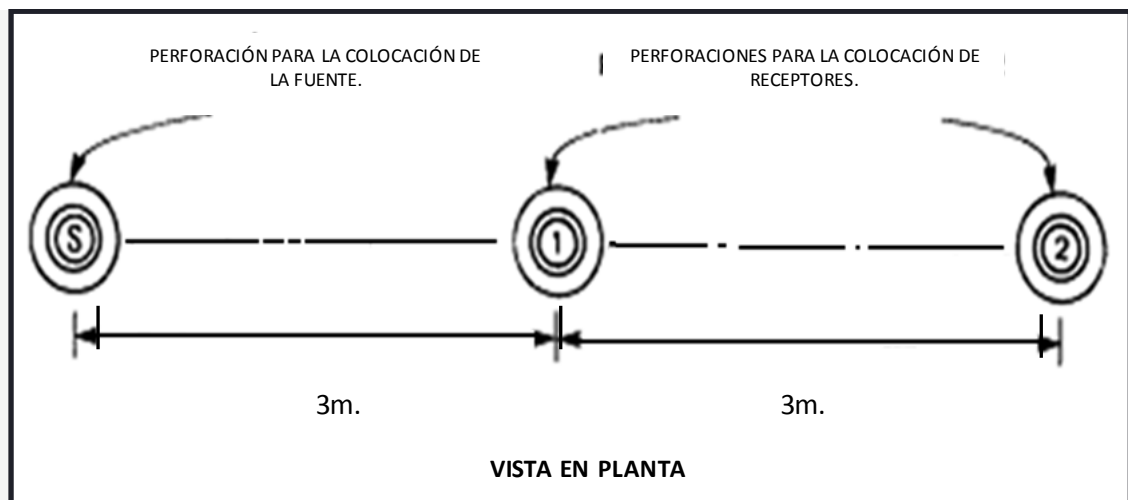


Figura 3.54 Arreglo lineal y espaciado entre las perforaciones tanto para fuente como para receptores en una prueba Cross-hole.

2. Taladrar las tres perforaciones para un diámetro que no exceda los 165 mm. (6.5 pulg.) y con un mínimo de alteración en los lados de la pared de la perforación.

3. Comprobar la alineación vertical obteniendo datos de desviación comenzando en la parte superior de la perforación a intervalos que no excedan los 3.0 m [10 pies] hasta el fondo de la misma.

**Notas:**

- Para esto se utilizara un instrumento capaz de controlar la alineación vertical de cada perforación y determinar la orientación horizontal con una precisión de 2° y un rango de inclinación de 0 a 30° con una precisión de 0.1°. La información obtenida mediante este tipo de instrumento, debe permitir calcular la profundidad vertical verdadera y la posición horizontal en cualquier punto dentro de la perforación de modo que la distancia real entre las perforaciones pueda ser calculada dentro del  $\pm 2\%$  a una profundidad de aproximadamente 30.0 m (100 pies).

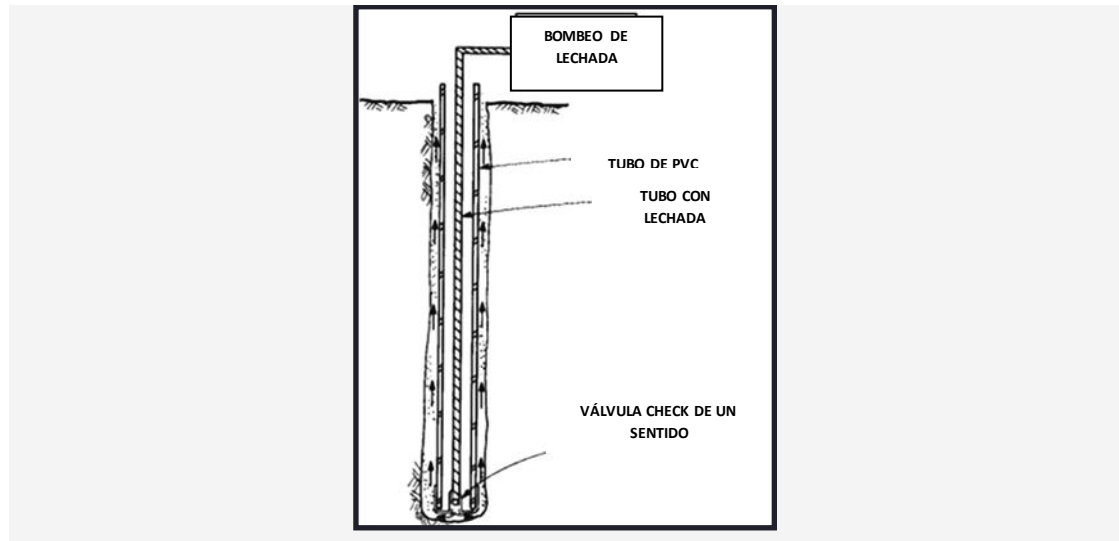
4. Repetir las mediciones de la comprobación de la alineación vertical en sentido inverso a intervalos de 6 m (20 pies), es decir iniciando desde el fondo de la perforación hasta la parte superior de la misma.
5. Introducir en la perforación un tubo de PVC (o de aluminio<sup>10</sup>) con diámetro interno de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.), cerrando previamente el fondo del mismo mediante un casquillo que tenga una válvula check (válvula de dirección única) capaz de acomodar un tubo con lechada con diámetro externo de 38 mm (1 1/2 pulg.). Ver figura 3.55.
6. Verificar la verticalidad del tubo PVC utilizando una plomada, observando su comportamiento a intervalos de cada 3 m (10 pies), si la plomada golpea la pared, chequee la profundidad y la dirección de la desviación y corríjala. Centre el tubo PVC lateralmente a la pared de la perforación con la ayuda de espaciadores distribuidos a lo largo de la misma.
7. Seleccionar y realizar uno de los siguientes arreglos para rellenar posteriormente con lechada el espacio entre la pared de la perforación y la pared externa del tubo PVC:

*7.1. Arreglo colocado por el centro de la perforación.*

1. Insertar un tubo de PVC de 38 mm (1 1/2 pulg.) por el centro del tubo de PVC de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.) y conectarlo con la válvula check que se encuentra fijada en el fondo del tubo de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.). Ver figura 3.55.
2. Continuar con el paso 8 de este método.

<sup>10</sup> Algunos autores de pruebas Cross-hole aseguran que el uso de cubiertas de aluminio no parece dar resultados confiables, afectando la medida de la velocidad de la onda P o S. Ver “Dynamic geotechnical Testing ASTM STP 654” Denver, colorado, 28 june 1977/1978.

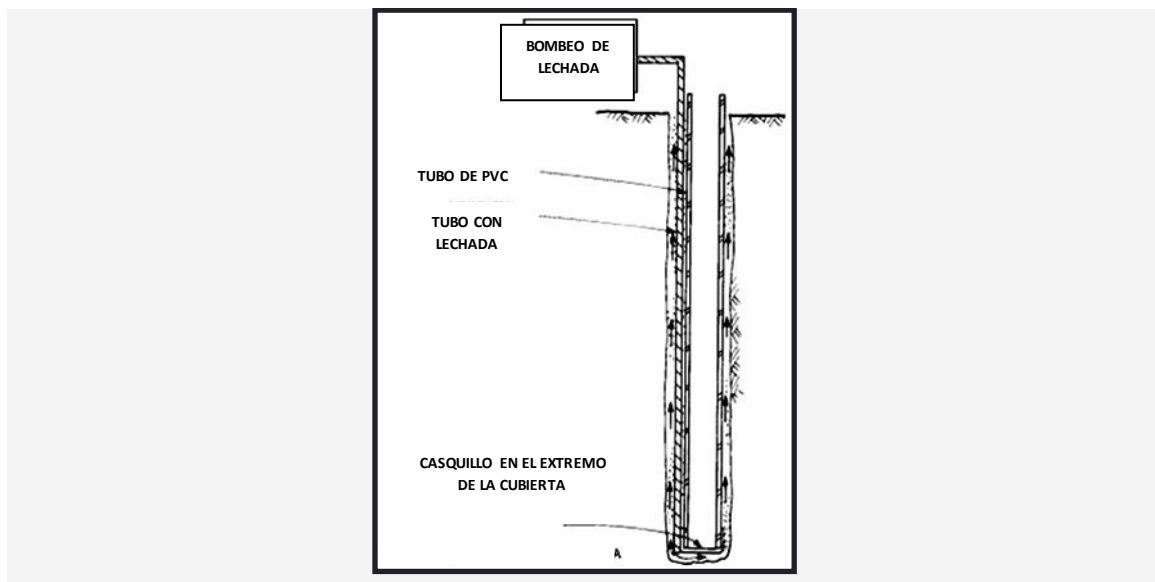




**Figura 3.55 Introducción de la lechada utilizando un arreglo por el centro de la perforación. [Método de prueba ASTM D 4428/4428M-00].**

*7.2. Arreglo colocado por el costado de la perforación.*

1. Insertar un tubo con diámetro tal que pueda ser introducido entre el espacio de la pared de la perforación y la pared externa del tubo de PVC de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.) hasta el fondo de la perforación, Ver figura 3.56.



**Figura 3.56 Introducción de la lechada utilizando un arreglo por el costado de la perforación. [Método de prueba ASTM D 4428/4428M-00].**

8. Realizar la mezcla de lechada que se aproxime a la densidad del material in situ luego de solidificarse, de acuerdo a la tabla 3.7.

**Tabla 3.7 Densidad del medio y dosificación de los componentes para la mezcla de lechada.**

TIPO DE ESTRATO	DENSIDAD DEL MATERIAL (mg./ m <sup>3</sup> )	DOSIFICACIÓN POR PESO DE LOS COMPONENTES PARA LA LECHADA
Suelos arenosos y gravosos.	1.8-1.9	Bentonita 450 g (1 Lb) Cemento Portland 450 g (1 Lb) Agua 2.80 Kg (6.25 Lb)
Roca	2.20	Emplear Cemento Portland convencional

Fuente: Norma ASTM D 4428-00 “Método de prueba para el ensayo de Pozo Cross-Hole”.

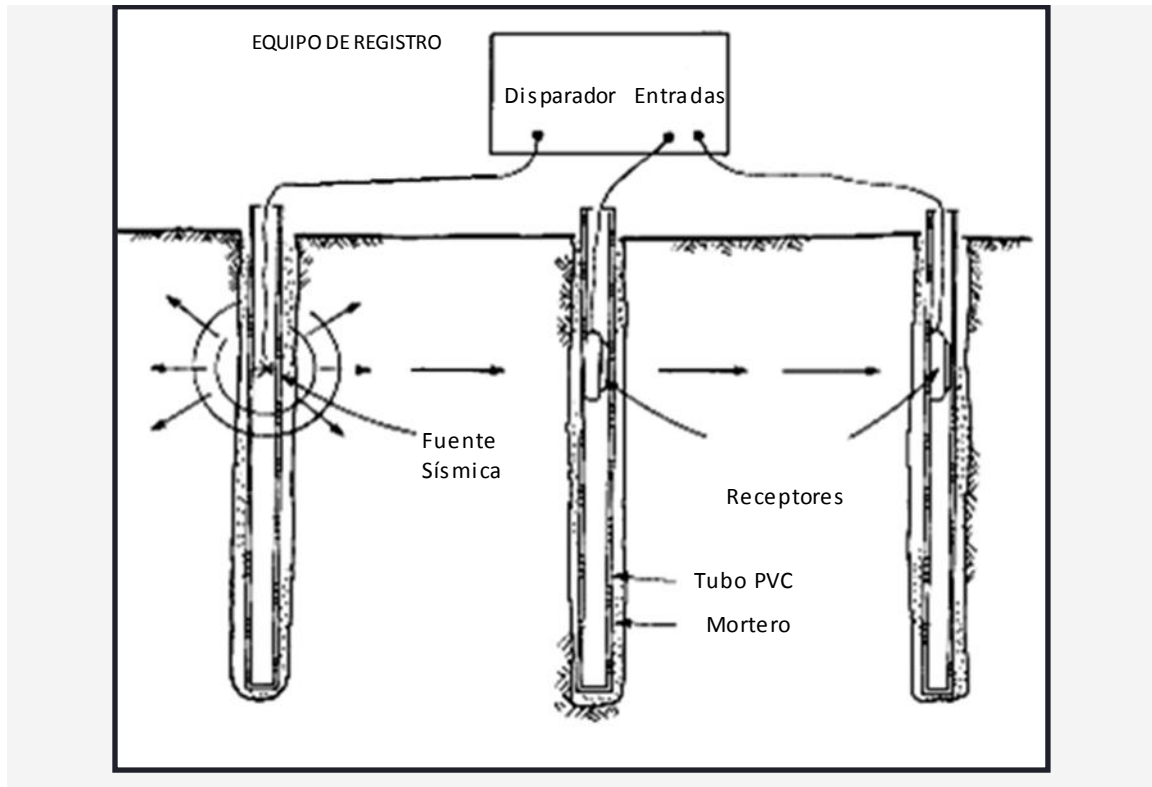
9. Anclar el tubo PVC de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.) y rellenar el espacio anular entre la pared externa de éste y la pared de la perforación con la mezcla de lechada, utilizando una bomba convencional capaz de impulsar la mezcla de lechada desde abajo hacia arriba a través de uno de los arreglos descritos en el paso 7.

**Nota:** Usando este procedimiento el espacio anular entre la pared de la perforación y la pared externa del tubo de PVC de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.) será rellenado desde abajo hacia arriba en una manera uniforme, desplazando lodo y detritos con un mínimo de alteración en la pared misma de la perforación

10. Mantener el tubo PVC de 75 a 100 mm (3 a 4 pulg.) anclado hasta que la mezcla de lechada solidifique antes de usar la perforación para la prueba cross-hole.

**Nota:** Si ocurre contracción de la lechada cerca de la parte superior de la perforación, insertar lechada adicional hasta que el espacio anular sea nivelado con la superficie del suelo.

11. Colocar la fuente de energía dentro de la perforación a una profundidad no mayor de 1.5 m (5 pies) en el estrato en estudio y sujetarla firmemente al lugar. Ver Figura 3.57.



**Figura 3.57 Ubicación de la fuente de energía y de los receptores. [Método de prueba para el ensayo de Pozo Cross-Hole ASTM D 4428/4428M-00].**

12. Colocar dos receptores a la misma profundidad que la fuente de energía, uno en cada una de las perforaciones receptoras designadas, y sujetarlos firmemente a la perforación.
13. Conectar y activar el equipo de registro y verificar su sincronización induciendo y registrando en los canales de cada receptor una señal oscilante de 1000 Hz derivada de un oscilador controlado de cuarzo o por una calibración certificada de laboratorio obtenida dentro del marco de tiempo recomendado por el fabricante del instrumento.

**Nota:** La precisión de la sincronización debe ser demostrada inmediatamente antes y después de la prueba.

14. Activar la fuente de energía y observar que se detectan ambos receptores simultáneamente en el equipo de registro.
15. Ajustar la amplitud y duración de la señal en el equipo de registro de manera que el tren de ondas P o S, o ambos, sean mostrados en su totalidad.

**Nota:** las señales entrecortadas son inaceptables.

16. Realizar dos pruebas por separado para determinar el tiempo de llegada (en el equipo de registro) de las ondas P o S para cada estrato investigado de la siguiente manera:

1. Realizar el registro de una primera medición identificando el tiempo de llegada del tren de ondas P, observando el primer cambio en el trazo horizontal después del tiempo cero ( $T = 0$ ) y reconociendo la onda P por tener el valor de barrido registrado más rápido y ajustes de ganancia más altos.

**Nota:**

- Determinar el tiempo cero real por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:
  - a) Mediante una presentación simultánea del mecanismo de disparo con al menos un receptor.
  - b) Una calibración de laboratorio con precisión de 0.1 ms del mecanismo de disparo que determinará el tiempo concluido entre el cierre del disparador y el desarrollo del voltaje requerido para iniciar el barrido en un osciloscopio o en un sismógrafo.
- Debe tomarse en cuenta que los geófonos orientados horizontalmente ofrecen una respuesta más temprana que los orientados verticalmente debido al movimiento de las partículas asociado con las ondas P.
- Durante la prueba, pueden realizarse registros permanentes de los acontecimientos sísmicos por medio de una cámara fotográfica montada.

2. Realizar una segunda medición, bajando la fuente de energía y los receptores a la profundidad indicada por la estratificación conocida, pero no mayor a 1.5 m. (5 pies) de la posición de prueba anterior en la perforación y registrar la señal de la onda S. Identificar el tiempo de llegada del primer tren de ondas S por un aumento repentino de la amplitud de al menos dos veces que la del tren de ondas P y por un cambio repentino en la frecuencia que coincide con un cambio de amplitud lo cual deriva en un aumento de periodo de al menos dos veces el periodo característico de la onda P. Además, el tren de ondas S se caracteriza por tener el valor de barrido registrado más lento y el ajuste de ganancia más bajo.

**Notas:**

- Si se utiliza una fuente sísmica de polaridad reversible, la llegada de la onda S se determinará por las características mencionadas en este numeral y por un cambio de polaridad de  $180^\circ$  en el tren de ondas S, lo cual hace posible identificar su arribo inicial, ver figura 3.58.

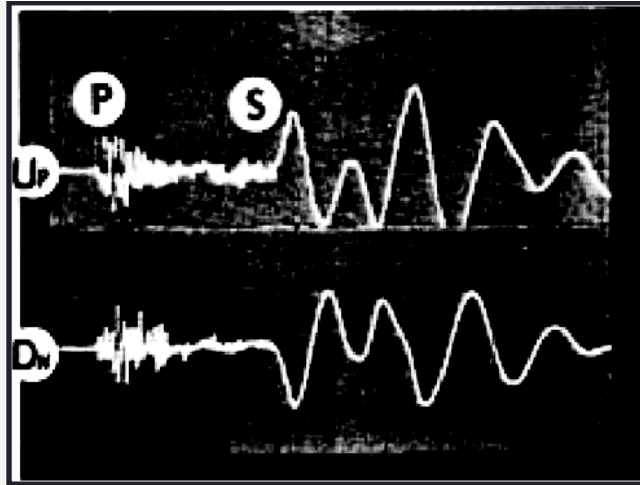


Figura 3.58 Gráfico Amplitud vs tiempo. Muestra la señal obtenida de una fuente sísmica de impulso reversible que genera tanto trenes de ondas P como S. [Método de prueba ASTM D 4428/4428M-00].

- Si se utiliza una fuente vibratoria de onda S polarizada verticalmente, determinar el tiempo de llegada de la onda S a partir del tiempo transcurrido entre el inicio del monitoreo del geófono de la fuente sísmica y la primera llegada de una señal sísmica que experimenta la misma frecuencia característica como se muestra en el gráfico 3.14, esto es posible debido a que ninguna señal de onda P perceptible está presente.

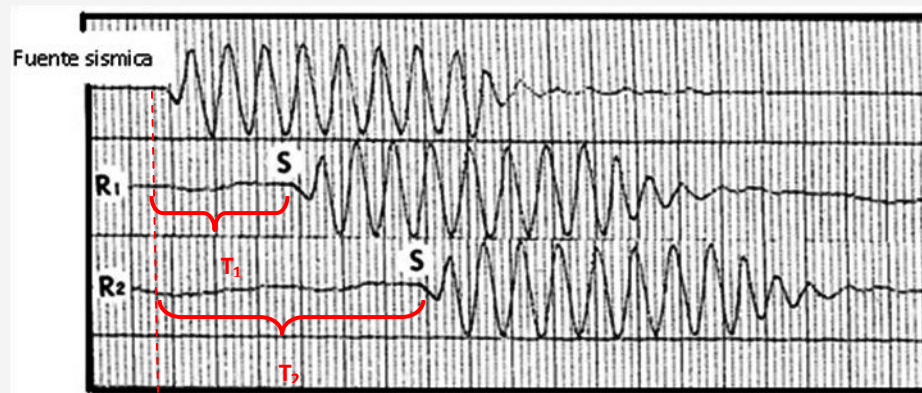


Grafico 3.14 Amplitud vs. Tiempo para una fuente sísmica vibratoria que produce solamente trenes de ondas S.  $T_1$  y  $T_2$  representan el tiempo de viaje de la onda S desde la fuente al receptor 1 y desde la fuente al receptor 2 respectivamente. [ASTM D 4428/4428M-00].

18. Repetir el procedimiento indicado desde el paso 11 al 17, para pruebas sucesivas a intervalos determinados por la estratificación o a intervalos de 1.5 m [5 pies] hasta que la profundidad de perforación máxima haya sido alcanzada.
19. Realizar mediciones a intervalos de 6 m sin embargo ahora comenzando desde el fondo de la perforación hacia el extremo superior de la misma, mientras se retira la fuente de energía y los receptores.
20. Determinar para cada medición realizada, la velocidad preliminar de las ondas P y S en campo, dividiendo la distancia superficial medida de la perforación de la fuente a las perforaciones de los receptores entre el tiempo de llegada en cada receptor respectivo según como se muestra en las siguientes expresiones:

$$v_{S-R1} = l_{S-R1} / t_{S-R1} \quad [\text{Ec.3.94}]$$

$$v_{S-R2} = l_{S-R2} / t_{S-R2} \quad [\text{Ec.3.95}]$$

Donde:

$v_{S-R1}$  = Velocidad preliminar P o S de la perforación fuente a la perforación receptora 1.

$v_{S-R2}$  = Velocidad preliminar P o S de la perforación fuente a la perforación receptora 2.

$l_{S-R1}$  = Distancia superficial entre la perforación fuente y la perforación receptora 1.

$l_{S-R2}$  = Distancia superficial entre la perforación fuente y la perforación receptora 2.

$t_{S-R1}$  = Tiempo de llegada del tren de onda P o S desde la fuente al receptor 1.

$t_{S-R2}$  = Tiempo de llegada del tren de onda P o S desde la fuente al receptor 2.

21. Proseguir con la sección 8 “Cálculos “.

### 7.2.2 Método B (Método opcional).

1. Marcar sobre la superficie del terreno un arreglo lineal como mínimo de dos perforaciones, espaciadas de centro a centro según la naturaleza del proyecto.

**Nota:** El método B o método opcional, permite que el espaciado entre perforaciones sea determinado por el ingeniero o técnico encargado, siempre y cuando se tenga presente que para espaciamientos mayores de 6.0 m. (20 pies), la probabilidad de medir ondas refractadas en cada capa es mayor que aquella de medir ondas directas. Como consecuencia los datos obtenidos por el método B deben ser usados con precaución.

2. Taladrar las perforaciones determinadas en el paso 1, mediante un equipo de perforación para un diámetro que no exceda de 165 mm. (6.5 pulg.) y con un mínimo de alteración en los lados de la pared de la perforación.
3. Controlar la alineación vertical del equipo de perforación a medida se avanza en la perforación con un nivel colocado en el vástago del mismo a intervalos que no excedan los 3.0 m. (10 pies) hasta llegar al fondo de la perforación, realineándolo si es necesario.

Si la profundidad de la perforación excede los 15 m. [50 pies], la alineación vertical debe realizarse como fue descrito en el paso 3 y 4 de la sección 7.2.1 “método A o método preferido”.

4. Proceder con el paso 5 de esta sección si no se opta por encajonar la perforación, en caso contrario proseguir conforme a los pasos del 5 al 10 descritos en la sección 7.2.1.”método A o método preferido”.

**Nota:** El uso de tubo PVC en el método B o método opcional no es obligatorio.

5. Colocar la fuente en una de las perforaciones a la profundidad determinada por el objetivo de la prueba, y de igual modo colocar los receptores a la misma profundidad en las perforaciones respectivas.

**Nota:** Cuando la prueba se realice únicamente con dos perforaciones, la determinación del tiempo cero, como fue descrito en el paso 16 de la sección 7.2.1 “método A o método preferido”, no es necesario.

6. Activar la fuente para mostrar de manera simultánea, el mecanismo de disparo (trigger) y el receptor, en el sistema de registro.
7. Ajustar el valor de barrido de modo que el tren de ondas P o el tren de ondas S, o ambos, sean mostrados en su totalidad. Si es utilizado un equipo de realce, la fuente sísmica debe ser activada repetidamente hasta que se muestren resultados óptimos. Las señales entrecortadas no deben ser aceptadas.
8. Amplificar los valores de barrido en el equipo de registro para la determinación óptima de los tiempos de llegada.
9. Presentar en el equipo de registro dos pruebas separadas para determinar el tiempo de llegada de las ondas P o S para cada estrato investigado de la siguiente manera:

1. Realizar el registro de una primera medición identificando el tiempo de llegada del primer tren de onda P, observando el primer cambio en el receptor de trazo horizontal

después del tiempo cero ( $T = 0$ ) y reconociendo la onda P por tener el valor de barrido registrado más rápido y ajustes de ganancia más altos.

**Notas:**

- Debe tomarse en cuenta que los geófonos horizontales ofrecen una respuesta más temprana que los orientados verticalmente debido al movimiento de las partículas asociado con las ondas P.
- Durante la prueba, pueden realizarse registros permanentes de los acontecimientos sísmicos por medio de una cámara fotográfica montada.

2. Realizar una segunda medición, bajando la fuente de energía y los receptores a la profundidad indicada por la estratificación conocida, pero no mayor a 1.5 m. (5 pies) de la posición de prueba anterior en la perforación y registrar la señal de la onda S. Identifique el tiempo de llegada del primer tren de ondas S por un aumento repentino de la amplitud de al menos dos veces que la del tren de ondas P y por un cambio repentino en la frecuencia que coincide con un cambio de amplitud lo cual deriva en un aumento de periodo de al menos dos veces el periodo característico de la onda P. Además, el tren de ondas S se caracteriza por tener el valor de barrido registrado más lento y el ajuste de ganancia más bajo.

**Notas:**

- Si se utiliza una fuente sísmica de polaridad reversible, la llegada de la onda S se determinará por las características mencionadas en este numeral y por un cambio de polaridad de  $180^\circ$  en el tren de ondas S, lo cual hace posible identificar su arribo inicial, ver figura 3.57.
- Si se utiliza una fuente vibratoria de onda S polarizada verticalmente, determinar el tiempo de llegada de la onda S a partir del tiempo transcurrido entre el inicio del monitoreo del geófono de la fuente sísmica y la primera llegada de una señal sísmica que experimenta la misma frecuencia característica como se muestra en el gráfico 3.14, esto es posible debido a que ninguna señal de onda P perceptible está presente.

10. Repetir el procedimiento indicado desde el paso 5 al 9, para pruebas sucesivas a intervalos determinados por la estratificación o a intervalos de 1.5 m [5 pies] hasta llegar al fondo de la perforación.

11. Determinar para cada medición realizada, la velocidad preliminar de las ondas P y S en campo, dividiendo la distancia superficial medida de la perforación de la fuente a las



perforaciones de los receptores entre el tiempo de llegada en cada receptor respectivo según como se muestra en las siguientes expresiones:

$$v_{S-R1} = l_{S-R1} t_{S-R1} \quad [\text{Ec.3.96}]$$

$$v_{S-R2} = l_{S-R2} t_{S-R2} \quad [\text{Ec.3.97}]$$

Donde:

$v_{S-R1}$  = Velocidad preliminar P o S de la perforación fuente a la perforación receptora 1.

$v_{S-R2}$  = Velocidad preliminar P o S de la perforación fuente a la perforación receptora 2.

$l_{S-R1}$  = Distancia superficial entre la perforación fuente y la perforación receptora 1.

$l_{S-R2}$  = Distancia superficial entre la perforación fuente y la perforación receptora 2.

$t_{S-R1}$  = Tiempo de llegada del tren de onda P o S desde la fuente al receptor 1.

$t_{S-R2}$  = Tiempo de llegada del tren de onda P o S desde la fuente al receptor 2.

## 8. Cálculos.

### 8.1 Corrección por desviación de la perforación.

El objetivo principal de la corrección por desviación de la perforación es para establecer la distancia horizontal correcta entre las perforaciones en línea. Las velocidades de ondas sísmicas compensadas por la desviación de la perforación serán calculadas para determinar la distancia en línea recta “ $l$ ” de la fuente a los receptores.

1. Calcular la distancia en línea recta, “ $l$ ”, de la fuente a los receptores con la ecuación 3.98.

$$l = \frac{E_N - D_N - E_G - D_G}{2} + L \cos \phi + Y_G - Y_N^2 + L \sin \phi + Y_G - Y_N^2 \quad [\text{Ec.3.98}]$$

Donde:

$l$  = Distancia en línea recta compensada entre dos perforaciones (m),

$E_S$  = Elevación de la parte superior de la perforación en donde se coloca la fuente (m),

$E_G$  = Elevación de la parte superior de la perforación en donde se coloca el geófono (m),

$D_S$  = Profundidad de la fuente sísmica (m),

$D_G$  = Profundidad del geófono (m),

$L$  = Distancia horizontal entre la parte superior de la perforación en donde se coloca la fuente y la parte superior en donde se coloca el geófono (m),

$\phi$  = Azimut con respecto al norte, de la parte superior de la perforación donde se coloca la fuente a la perforación donde se coloca el geófono (grados),

$X_s$  = Desviación Norte de la perforación donde se coloca la fuente a la profundidad donde se coloca la misma (m),

$Y_s$  = Desviación Este de la perforación donde se coloca la fuente a la profundidad donde se coloca la misma (m),

$X_G$  = Desviación Norte de la perforación en donde se coloca el geófono a la profundidad donde se coloca el mismo (m), y

$Y_G$  = Desviación Este de la perforación en donde se coloca el geófono a la profundidad donde se coloca el mismo (m).

**Nota:** El mismo método es utilizado para determinar las distancias en línea recta entre las perforaciones de geófonos.

2. Incluir en el cálculo los siguientes tres tiempos de viaje tanto para ondas P como para ondas S, obtenidos del equipo de registro:

2.1 De fuente a receptor 1,

2.2 De fuente a receptor 2 y

2.3 La diferencia de tiempo entre receptores 1 y 2.

3. Calcular la velocidad aparente de las ondas sísmicas mediante la siguiente ecuación 3.99.

$$v_a = l t \quad [\text{Ec. 3.99}]$$

Donde:

$v_a$  = velocidad aparente (m/seg.)

$l$  = Distancia en línea recta compensada de la fuente al receptor (m).

$t$  = Tiempo de viaje (seg.).

## 8.2 Tabulación de datos obtenidos.

1. Tabular los datos obtenidos de la prueba, de igual forma como se muestra en la tabla 3.8.

**Tabla 3.8 Tabulación de datos obtenidos en la prueba cross-hole.**

Profundidad (m)	Tiempo de Viaje (milisegundos)						Velocidad Aparente (m/seg.)					
	S-R1		S-R2		R1-R2		S-R1*		S-R2*		R1-R2*	
	P	S	P	P	S	P	P	S	P	S	P	S

Fuente: ASTM D4428/4428M-00 “Método de prueba para el ensayo de pozo cross-hole”.

Donde:

S-R1 = Tiempo de viaje desde la fuente al receptor 1 (milisegundos).

S-R2 = Tiempo de viaje desde la fuente al receptor 2 (milisegundos).

R1-R2 = Tiempo de viaje desde el receptor 1 al receptor 2 (milisegundos).

S-R1\* = Velocidad aparente desde la fuente al receptor 1 (m/s).

S-R2\* = Velocidad aparente desde la fuente al receptor 2 (m/s).

R1-R2\* = Velocidad aparente desde el receptor 1 al receptor 2 (m/s).

- Obtener el incremento de velocidad dividiendo la distancia medida entre los receptores R1 y R2 entre la diferencia de tiempos de llegada entre fuente y R2 y fuente y R1.

**Notas:**

- Bajo circunstancias ideales, esto es, estratos de materiales homogéneos, perforaciones verticales, y cero retrasos en el disparo, las tres velocidades (S-R1, S-R2 y R1-R2) deberán tener el mismo valor pero en pruebas normales esto raramente es cierto.
- Retrasos en el disparo arriba de 3 ms. han sido observados en algunos equipos causando grandes errores al calcular velocidades entre S-R1, S-R2. Si esto ocurre, S-R1 establecerá la velocidad más alta, seguido de S-R2.
- El incremento de velocidad entre R1 y R2 no se ve afectado por errores en los retrasos de disparo.
- Otros factores que pueden afectar la determinación del incremento de la velocidad son :
  - Materiales diferentes entre perforaciones 1-2 y 2-3.
  - Imperfecciones o estratos drásticamente inclinados.
  - Refracción causada por la presencia de un estrato cercano con mayor velocidad.

Los literales a) y b) solo pueden ser determinados por otras pruebas directas. Si tales condiciones existen, la totalidad del uso de la prueba cross-hole deberá ser juzgada según el propósito de la investigación del sitio.

El literal c) puede ser considerado por el uso apropiado de la Ley de refracción de Snell. Por tanto la velocidad estándar de la prueba cross-hole será determinada a partir del incremento de tiempo registrado entre las perforaciones R1 y R2.

### 8.3 Ajuste de datos.

1. Proceder al ajuste de los datos obtenidos, tomando en cuenta que en materiales donde ocurren cambios abruptos de densidad o elasticidad, la trayectoria del recorrido del rayo de la onda no será una línea recta. En tales casos aplique la ley de refracción de Snell (ver ejemplo en anexo).

**Nota:** Debido a la cantidad de datos que implica una prueba cross-hole, un programa de computadora puede ser útil para la interpretación de datos sísmicos en un sitio estratificado y con probables refracciones. Si dicho programa se utiliza, este debe ser capaz de corregir las distancias, obtener distancias verdaderas usando la ley de Snell y tomar en cuenta las profundidades de los estratos.

2. Incluir en el ajuste e interpretación de datos la siguiente información:
  - 2.1 Profundidades de la fuente y de los receptores.
  - 2.2 Tiempos de llegadas de las ondas P o de las ondas S, o ambos.
  - 2.3 Distancia superficial entre perforaciones.
  - 2.4 Desviaciones de las perforaciones (N-S y E-O).
3. Iniciar el cálculo asumiendo que la velocidad aparente de la onda S medida en la profundidad más baja, es una velocidad real.

**Nota:** La mejor práctica es usar la profundidad más baja y a que esta velocidad puede ser independientemente comprobada por una prueba superficial.

4. Asumir temporalmente que existen interfaces de capas a mediados de profundidad entre puntos de prueba sucesivos en la perforación.
5. Calcular los tiempos de llegada del segundo punto de prueba para todas las trayectorias posibles de las velocidades aparentes y ángulos críticos.
6. Determinar la trayectoria verdadera con el tiempo o los tiempos de arribo al geófono en el nivel consistente con los datos.

7. Repetir los pasos 3 al 6 de esta sección, hasta que sea determinada una demostración consistente para todos los datos de todas las pruebas en la perforación. (ver ejemplo de Anexo).


#### 8.5. Comparación con otros datos.

1. Comparar y analizar los datos obtenidos de la reducción e interpretación de la prueba cross-hole junto con otros datos, tales como: refracción superficial, datos de perforación disponibles, y un perfil de zona de velocidad descriptivo de condiciones sub superficiales realizadas.

### 9. Información mínima que contendrá el informe de prueba.

- Objetivo de la investigación.
- Condiciones geológicas y topográficas del lugar.
- Facilidades de drenaje en el sitio.
- Detalle de perforaciones (número e identificación de las perforaciones, profundidad de cada perforación, equipo utilizado para realizarlas).
- Descripción de las condiciones del subsuelo de acuerdo a las muestras de suelo obtenidas.
- Nivel freático observado en las perforaciones.
- Indicar si se utilizó o no el tubo PVC para revestir la perforación y de haberlo hecho describir el tipo.
- Características técnicas de los receptores y del equipo de registro utilizado para la medición.
- Tiempos de viaje y velocidades aparentes de las ondas P o S obtenidas para cada punto de la prueba.
- Limitaciones de la prueba.
- Mapa del sitio de localización de la prueba.
- Registro de las perforaciones realizadas.
- Resultados de pruebas de laboratorio anexadas.
- Vista en planta de la localización de las perforaciones.
- Tabulación de los resultados de velocidades y tiempos de viaje obtenidos.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
 FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
 ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL  
 LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES



“ING. MARIO ÁNGEL GUZMÁN URBINA”  
 ENSAYO DE POZO CROSS-HOLE PARA LA DETERMINACION DE LA VELOCIDAD DE ONDAS S EN ESTRATOS DE SUELOS  
 ASTM D 4428-00.<sup>11</sup>

DATOS DE LA PRUEBA CROSS-HOLE								
PROFUNDIDADES (m)		DISTANCIA DE TRAYECTORIA DIRECTA (m)	INCREMENTO DE TIEMPO (s)	VELOCIDAD APARENTE MEDIDA (m/s)	RECEPTOR 1		RECEPTOR 2	
RECEPTOR 1	RECEPTOR 2				DESVIACION X	DESVIACION Y	DESVIACION X	DESVIACION Y

VELOCIDADES Y TIEMPOS DE VIAJE CALCULADOS											
PROFUNDIDADES (m)		PROFUNDIDAD DE INTERFASE (m)	TIEMPOS DE VIAJE (s)						VELOCIDAD APARENTE (m/s)		VELOCIDAD REAL $v_s$ (m/s)
RECEPTOR 1	RECEPTOR 2		DIRECTO	ESTRATO 1 INFERIOR	ESTRATO 2 INFERIOR	ESTRATO 3 INFERIOR	ESTRATO SUPERIOR 1	MENOR TIEMPO	MEDIDA	CALCULADA	

**DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE RÍGIDEZ AL CORTE  $G$ <sup>12</sup>**

$$v_s = \frac{G}{\rho} = \frac{\mu}{\rho} = \frac{E_s}{\rho \cdot 1/2 \cdot 1 + \nu} \quad \text{m/s}$$

$G = \text{----- Pa}$

**Figura 3.59 Formato para la determinación del módulo y amortiguamiento del suelo para la prueba de pozo Cross-hole.**

<sup>11</sup> Este formato se propone para la determinación de la velocidad de ondas de corte S, pero igualmente puede ser utilizado para velocidades de onda P.  
<sup>12</sup> El módulo de rigidez al corte  $G$  se obtiene despejando de la ecuación dada para  $V_s$  teniendo como dato previo la densidad del estrato, obtenido al realizar las perforaciones previo a la prueba.

## 10. Variables a controlar.

Para obtener calidad en los datos al momento de realizar la prueba y asegurar que las mediciones han sido realizadas satisfactoriamente, existen variables que deben ser controladas antes y durante la prueba cross-hole, estas se enumeran a continuación:

### a) *Verticalidad de las perforaciones.*

- Las mediciones de verticalidad deben ser combinadas con los espaciamientos de centro a centro de las perforaciones en la superficie del suelo para determinar distancias entre las perforaciones en todas las profundidades medidas en la prueba cross-hole. Con estas distancias horizontales, las longitudes de las trayectorias del recorrido de ondas directas y refractadas pueden entonces ser evaluadas correctamente.
- Existe una inevitable desviación de la verticalidad conforme se avanza en la perforación, aun cuando se lleven a cabo las correctas medidas de precaución para avanzar lo más verticalmente posible, esto ocurre en especial sobre suelos en los que predomina la grava. Dichas desviaciones al no ser consideradas, pueden producir resultados de velocidades erróneas. Esta desviación puede ser solucionada por el procedimiento de “corrección por verticalidad” descrito en la sección 8 “Cálculos”.

### b) *Tipo de material para encajonado.*

Los materiales para introducirse en la perforación más comúnmente utilizados y con los que se obtienen resultados satisfactorios en las pruebas cross-hole, son tubos de cloruro de polivinilo PVC.

### c) *Espaciamiento entre perforaciones.*

- Conforme aumenta el espaciamiento entre perforaciones, aumenta la posibilidad de que existan refracciones y reflexiones, esto es debido a que la ondas pueden viajar en estratos con mayor velocidad del que se está explorando, dando como resultado un dato de velocidad mayor que el real.

Lo anterior es demostrado en la tabla 3.9 donde se evidencian las diferencias entre velocidades aparentes y reales en una prueba cross-hole.

Puede notarse conforme aumenta el espaciado de perforación que la zona de baja velocidad localizada en un espaciado, aumenta. De lo anterior se deduce la importancia del uso del espaciamiento cercano entre perforaciones para aumentar la probabilidad de la medición de

una onda directa en cada estrato y reducir así, la ocurrencia de la medición de ondas refractadas y optimizar de esta manera el desarrollo de un único perfil de velocidad.

**Tabla 3.9 Velocidad aparente de ondas S en función del espaciado de las perforaciones.**

Profundidad m [pies].	Perfil de Velocidad real, m/s [pie/s]	Profundidad del estrato, m [pie]	Velocidades aparentes <sup>A</sup> para espaciamientos de perforaciones de:				
			6 m [20 pies]	12m [40 pies]	18m [60 pie]	21m [70 pies]	30m [100 pies]
1.5m [5.0] 3.0m [10.0]	300 [1000] 300 [1000]		300 [1000] 427 [1485]	367 [1245] 499 [1705]	423 [1424] 551 [1833]	532 [1760] 682 [2252]	630 [2086] 796 [2630]
4.5m [15.0] 6.0m [20.0] 7.5m [25.0]	600 [2000] 600 [2000] 600 [2000]	3.70 [12.0]	600 [2000] 600 [2000] 761 [2632]	600 [2000] 697 [2363] 931 [3175]	707 [2295] 873 [2816] 1141 [3644]	858 [2792] 1038 [3360] 1313 [4218]	985 [3210] 1171 [3801] 1444 [4658]
9.0m [30.0] 10.5m [35.0] 12.0m [40.0]	1200 [4000] 1200 [4000] 1200 [4000]	8.50 [28.0]	1200 [4000] 1286 [4000] 2400 [5942]	1286 [4000] 1675 [4981] 2400 [6819]	1522 [4726] 1862 [5697] 2400 [7172]	1675 [5264] 1973 [6139] 2400 [7362]	1783 [5651] 2046 [6439] 2400 [7482]
13.5m [45.0]	2400 [8000]	12.0 [42.0]	2400 [8000]	2400 [8000]	2400 [8000]	2400 [8000]	2400 [8000]
15.0m [50.0] 16.5m [55.0]	1800 [6000] 1800 [6000]	14.0 [46.0]	1855 [6000] 2022 [7355]	2092 [6801] 2312 [8095]	2186 [7158] 2428 [8376]	2263 [7527] 2491 [8524]	2290 [7782] 2530 [8615]
18.0m [60.0]	2700 [9000]	17.4 [57.0]	2700 [9000]	2700 [9000]	2700 [9000]	2700 [9000]	2700 [9000]

<sup>A</sup> Todas las velocidades son expresadas en m/s [pies/s]

Fuente: ASTM D 4428/4428M-00 “método de prueba para el ensayo de pozo cross-hole”.

*d) Tipo de fuente utilizada.*

- Existen algunas controversias con respecto a la confiabilidad del tipo de fuente a utilizar. Es sabido que las fuentes explosivas producen ondas P bien definidas pero la generación de ondas S es menos obvia, por tanto el método explosivo es cuestionado en cuanto a la capacidad de producir velocidades exactas de ondas S, además, la interferencia de las ondas P es mayor para este tipo de fuente, lo cual puede disminuirse con el uso de pequeñas cargas explosivas. Las fuentes mecánicas producen ondas S de una manera limpia, pero en ellas, el arribo de ondas P no está bien distinguido.
- Estudios realizados para la determinación de las velocidades medias de ondas P y S generadas por ambos tipos de fuentes (mecánicas y explosivas), demuestran que se obtienen resultados similares, cuando se utiliza el cuidado en la ejecución de cada tipo de prueba. En dichos estudios, la dispersión en las velocidades de ondas P y S sobre el valor medio es



generalmente mayor para la fuente explosiva, particularmente cuando los materiales son heterogéneos en consistencia, pero en general, existe una favorable comparación de dichos datos de velocidad entre ambas fuentes.

**Nota:** La elección del tipo de fuente queda sujeta al objetivo que se persigue en la prueba cross-hole.

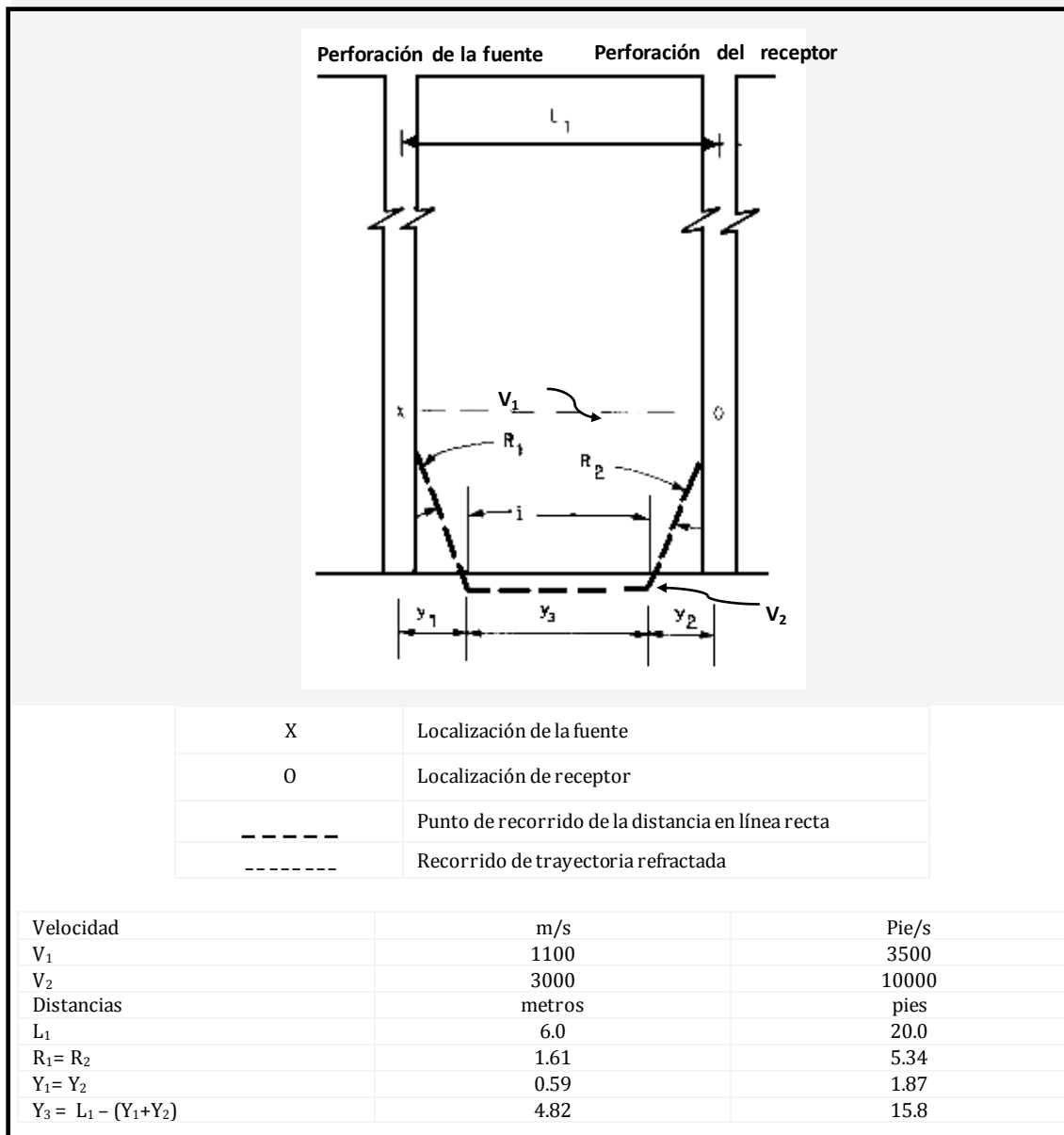
*e) Orientación de los transductores (geófonos).*

- Cuando los geófonos horizontales no son orientados como se describió en la sección 6 “Material y equipo”, es decir; ortogonalmente (uno transversal a la fuente y otro radial a ella), puede ocurrir la orientación menos favorable, esto es, cuando ambos geófonos se encuentran a 45° de la orientación deseada. Ésta y otras orientaciones diferentes a la deseada, si bien permiten aun una respuesta razonable de las ondas P y S, traen como consecuencia una amplitud muy reducida.
- En casos de energía débil, las amplitudes reducidas pueden dar lugar a tiempos de llegada de las ondas P o S, escogidos ligeramente tarde.

## ANEXOS

**Ejemplo de cálculo.**

Se considera el caso de una fuente sísmica espaciada a una distancia de 6 m (20 pies.) del receptor, ambos colocados a una profundidad asumida en un medio que tiene una velocidad de onda P de 1100 m/s (3500 pies/s). Una zona de 3000 m/s (10000 pies/s.) es encontrada en una profundidad de 1.5 m (5 pies) debajo de la fuente y del receptor. Ver figura 3.60



**Figura 3.60 Trayectoria directa y refractada entre dos perforaciones.**

El ángulo crítico de refracción (I) es calculado así:

$$\begin{aligned} I &= \arcsen (V_1/V_2) && \text{Ec.3.100} \\ &= \arcsen (1100 \text{ m/s} / (3000 \text{ m/s})) \\ &= 21.5^\circ \end{aligned}$$

Las distancias de las hipotenusas ( $R_1$ ) y ( $R_2$ ) son calculadas a partir del ángulo crítico de refracción (I) y de la distancia (D) de la fuente y del receptor hacia la interface que se encuentra bajo de ellos:

$$\begin{aligned} R_1 &= D / \cos (I) && \text{Ec.3.101} \\ R_1 &= 1.5 / \cos (21.5^\circ) \\ &= 1.61 \text{ m} \\ R_2 &= 1.5 / \cos (21.5^\circ) \\ &= 1.61 \text{ m} \end{aligned}$$

Las distancias de abscisas ( $Y_1$ ) y ( $Y_2$ ) respectivamente, son:

$$\begin{aligned} Y_1 &= D \tan (I) && \text{Ec.3.102} \\ &= 1.5 \tan (21.5^\circ) \\ &= 0.59 \text{ m} \\ Y_2 &= 1.5 \tan (21.5^\circ) \\ &= 0.59 \text{ m} \\ Y_3 &= L_1 - (Y_1+Y_2) \\ &= 4.82 \text{ m} \end{aligned}$$

✓ ***Asumiendo un posible recorrido de la trayectoria a través de ambos materiales 1100 m/s y 3000 m/s***

El tiempo de viaje en materiales de 1100 m/s será:

$$\begin{aligned} t_1 &= (R_1+R_2) / (V_1) && \text{Ec.3.103} \\ t_1 &= (1.61+1.61) / 1100 \\ &= 0.003 \text{ s} \end{aligned}$$

El tiempo de viaje en materiales de 3000 m/s:

$$\begin{aligned} t_2 &= Y_3 / V_2 \\ t_2 &= [L_1 - (Y_1+Y_2)] / V_2 && \text{Ec.3.104} \\ t_2 &= [6 - (2 \times 0.59)] / 3000 \\ &= 0.00161 \text{ s} \end{aligned}$$

El tiempo de viaje total (T), será entonces definido como la suma de ambos tiempos  $t_1$  y  $t_2$ :

$$T = t_1 + t_2 \quad \text{Ec.3.105}$$

$$= \underline{0.00461\text{s}}$$

✓ *Asumiendo una posible trayectoria en materiales de 1100 m/s solamente usando el método de la distancia en línea recta, el tiempo de recorrido es entonces:*

$$t_1 = 6 / 1100$$

$$= \underline{0.0055 \text{ s}}$$

✓ *Tiempo actual de viaje medido = 0.0055 s.*

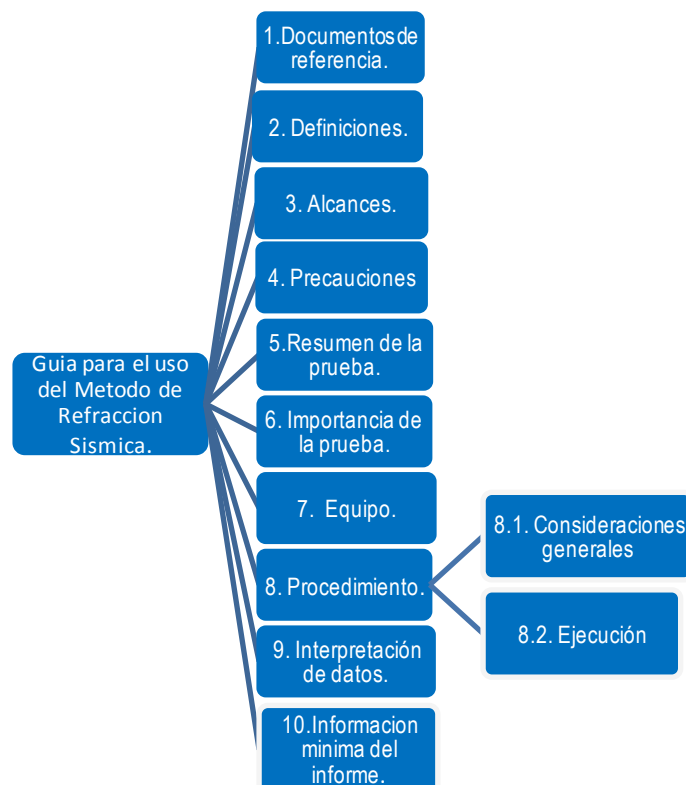
### **Conclusión:**

Debido a que el tiempo recorrido por la posible trayectoria refractada es igual al tiempo medido y menor que el tiempo recorrido por la trayectoria directa, se concluye que la trayectoria de rayo fue refractada. Si la velocidad hubiera sido calculada a partir de la distancia de la línea recta (6 m) dividida entre el tiempo medido (0.0055 s), el valor 1300 m/s debería ser aparente más que verdadero.

En este ejemplo, la aplicación de la ley de Snell muestra que el tiempo de viaje más corto estaría a lo largo de una trayectoria influenciada por la zona de velocidad de 3000 m/s (10000 pies/s.).

### 3.8.2 GUÍA PARA EL USO DEL MÉTODO DE REFRACCIÓN SÍSMICA EN LA EXPLORACIÓN SUB SUPERFICIAL. (SEGÚN ASTM D 5777-95, REAPROBADA EN 1998 Y TESIS “SOBRE EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LOS DEPÓSITOS DE SUELO DEL AREA DE CAÑAVERALEJO, CALI, COLOMBIA”).

El método de refracción sísmica es útil para la deducción de las condiciones del subsuelo, a través de la observación de fenómenos físicos como la trayectoria de las ondas (de compresión (P) u ondas de corte (S)). Originalmente, fue desarrollado para la exploración de yacimientos de petróleo y otros depósitos minerales. Actualmente con los avances tecnológicos el método está siendo usado con equipo más sofisticado y haciendo uso de programas computacionales, lo cual permite obtener resultados más precisos. Este procedimiento de campo está basado en la norma ASTM D 5777 y tesis de referencia, los cuales proporcionan una guía pero no establecen un proceso riguroso ya que para esto se deben tomar en cuenta algunos aspectos propios del proyecto. El esquema 3.11 muestra las partes en las que se estructura este método.



Esquema 3.11 Representación grafica de las partes componentes de la guía de refracción sísmica.

## 1. Documentos de referencia.

Los documentos que se presentan a continuación son normas complementarias que sirven de apoyo a esta prueba, a las cuales se hace referencia en cada etapa de este documento.

*Normas ASTM:*

D 653 Terminología relacionada a suelos, rocas y fluido contenido en ellos.

D 2845 Método de prueba para la determinación en laboratorio de velocidades de pulso y constantes elásticas ultrasónicas de rocas.

D 4428 Método de prueba sísmica Cross-hole.

D5777 Guía para el uso del método de refracción sísmica en la exploración sub superficial.

## 2. Definiciones.

### • Angulo de incidencia:

- ✓ Es el cambio de dirección que experimenta una onda elástica cuando pasa de un medio a otro. Este cambio de dirección está originado por la distinta velocidad de la onda en cada medio.
- ✓ Se llama ángulo de incidencia, al formado por el rayo incidente y la normal. La normal es una recta imaginaria perpendicular a la superficie de separación de los dos medios en el punto de contacto del rayo.

### • Onda sísmica:

Es un tipo de onda elástica, consistente en la propagación de perturbaciones temporales del campo de esfuerzos que generan pequeños movimientos en un medio. Las ondas sísmicas pueden ser generadas por movimientos telúricos naturales y artificialmente mediante el empleo de explosivos u otro mecanismo de impacto.

### • Índice de refracción :

Es la relación entre la velocidad de la onda en un medio de referencia y la velocidad del medio que estemos estudiando.

### • Refractor:

Es la interfaz entre dos estratos de suelo donde la onda sísmica tiene un ángulo de incidencia igual al ángulo crítico, la onda entonces refractada se mueve a lo largo de la interfaz entre dos materiales, transmitiendo energía de nuevo a la superficie.

- **Refracción:**

Es el cambio de dirección que experimenta una onda al pasar de un medio a otro. Sólo se produce si la onda incide oblicuamente sobre la superficie de separación de los dos medios y si éstos tienen índices de refracción distintos. La refracción se origina en el cambio de velocidad que experimenta la onda.

- **Reflexión:**

Es el cambio de dirección de un rayo o una onda que ocurre en la superficie de separación entre dos medios, de tal forma que regresa al medio inicial con el mismo ángulo de la onda incidente.

### 3. Alcances.

- Esta guía resume el equipo, procedimientos de campo y lineamientos de interpretación para la evaluación de materiales sub superficiales, usando el método de refracción sísmica. Las medidas de refracción sísmica según lo descrito en esta guía son útiles para mapear las condiciones de la subsuperficie para uso en estudios: Geológicos, geotécnicos, hidrológicos, exploración minera y petrolera, investigaciones arqueológicas y medición de velocidades de ondas sísmicas primarias ( $V_p$ ) y secundarias o de cortante ( $V_s$ ) para los diferentes estratos de suelo o roca.
- El método de refracción sísmica es útil para determinar algunas condiciones geológicas como: Espesores de estratos de suelo o roca, profundidad del nivel freático, litología, estructura interna de la tierra y fallas geológicas.
- El cálculo de la velocidad de las ondas sísmicas está relacionada con las características mecánicas de los materiales (por ejemplo la densidad, módulo cortante, etc.), entonces, la caracterización del material, como: tipo de roca, el grado de desgaste por la acción atmosférica, pueden ser obtenidos en algunas casos basándose en la velocidad de las ondas sísmicas del suelo y otra información geológica.
- La norma ASTM D 5777 está enfocada al uso de ondas primarias (P) sin embargo hay casos en los cuales las ondas de corte (S) necesitan ser determinadas para satisfacer requisitos del proyecto. La medida de las ondas sísmicas de corte (S), son las de mayor influencia en el comportamiento dinámico del suelo por lo que esta guía está orientada al uso de las ondas secundarias o de corte (S).

- Tres a cuatro capas son generalmente las que se pueden ser probadas mediante refracción sísmicas.
- Información adicional como datos geológicos y datos de niveles freáticos obtenidos de registros de perforación, mapas geológicos, datos de afloramientos de roca u otra perforación superficial complementarias con cualquier otro método geofísico pueden ser necesarios para la correcta interpretación de las condiciones sub superficiales a partir de los datos de refracción sísmica. La norma ASTM D 5777 muestra una amplia gama de velocidades sísmicas para diferentes tipos de sedimentos o rocas, la cual se muestra en la tabla 3.10.

**Tabla 3.10 Rango de velocidades para las ondas de compresión en suelo y roca.**

Materiales	Velocidades	
	pies / s	m / s
Suelos naturales y rocas		
Material superficial alterado	800 - 2000	240 – 610
Grava o arena seca	1500 - 3000	460 - 915
Arena (saturada)	4000 - 6000	1220 - 1830
Arcilla (saturada)	3000 - 9000	915 – 2750
Agua <sup>A</sup>	4700 - 5500	1430 - 1665
Agua de mar <sup>A</sup>	4800 a5000	1460 - 1525
Piedra arenisca	6000 a13000	1830 - 3960
Pizarra	9000 a 14000	2750 - 4270
Yeso	6000 a 13000	1830 - 3960
Piedra caliza	7000 a 20000	2134 - 6100
Granito	15000 a 19000	4575 - 5800
Roca metamórfica	10000 a 23000	3050 - 7000

<sup>A</sup>Depende de la temperatura y del contenido de sal.

Fuente: Norma ASTM D 5777 “Guía para el uso del método de Refracción Sísmica en la exploración sub superficial”.



Para algunos tipos de suelo la “norma técnica para diseño por sismo” de El Salvador, presenta su clasificación de acuerdo a las velocidad de ondas de corte, como se observa en la tabla 3.11.

**Tabla 3.11 Tipos de perfiles de suelo en base a las velocidades de ondas de corte según la “Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador 1994”.**

Tipo	Descripción	Vs
S <sub>1</sub>	Perfiles de suelo siguientes: a) Materiales de apariencia rocosa. b) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m. sobre el manto rocoso.	500 m/seg.
S <sub>2</sub> <sup>*</sup>	Perfiles de suelo siguientes: a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea de 30 m. o más sobre el manto rocoso. b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor de 30 m.	
S <sub>3</sub> <sup>*</sup>	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m. de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos cohesivos sueltos.	
S <sub>4</sub>	Perfil de suelo que contiene más de 12 m. de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto.	150 m/seg.

\*Para estos tipos de suelo se debe usar la tabla 3.10 para tener referencia las velocidades de ondas de corte que alcanzan. Ya que en la elaboración de esta tabla no se tomo en cuenta esta propiedad dinámica.

Fuente: Norma Técnica para Diseño por Sismo” de El Salvador 1994.

#### 4. Precauciones.

- Se deben tomar en cuenta las recomendaciones de precaución de uso del equipo dadas por el fabricante.
- Considérese las normas reguladoras de uso de explosivos para la prueba.

- Si este método se aplica en sitios con materiales, operaciones, o equipo peligroso, es responsabilidad del usuario de esta guía el establecer prácticas apropiadas de seguridad y salud, además determine la aplicabilidad de cualquier regulación antes de su uso.

### 5. Resumen del método.

Este método consiste en generar ondas sísmicas desde un punto de disparo por medio de un martillo de trineo o mediante explosivos, las cuales son detectadas por los geófono colocados a distancias conocidas a lo largo de una línea de inspección o línea de refracción, los geófonos envían las señales a un sismógrafo al que están conectados por medio de un cable, y éste registra la señal de las ondas. Los tiempos del recorrido, junto con distancia entre la fuente y el geófono(s), puede también interpretarse para determinar la profundidad de la capa(s) que refracta. La figura 3.61 muestra la disposición de la fuente, geófono, cables, sismógrafo, en la línea de inspección, así como la manera en la que se refractan las ondas sísmicas.

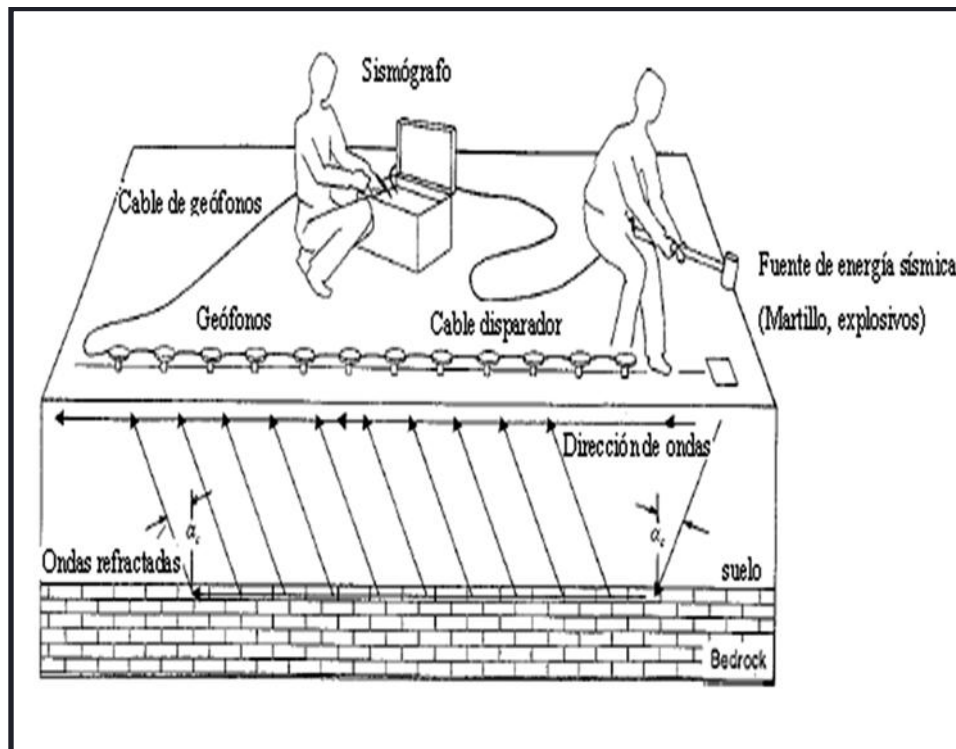


Figura 3.61 Disposición en campo del sismógrafo de doce canales con sus respectivos geófonos conectados, así como la trayectoria de ondas sísmicas directas y refractadas en un sistema de capas suelo/ roca ( $\alpha_c$  = ángulo crítico). [Norma ASTM D5777-95].

## 6. Importancia de la prueba.

El método de refracción sísmica es una herramienta de gran valor en la ingeniería civil, en la determinación de parámetros de diseño que están directamente ligados a la magnitud de las obras a ejecutar.

La información recabada de método tiene diferentes usos, según el nivel de detalle requerido en la prospección, entre estos podemos destacar: la identificación de materiales en profundidad, determinación de espesores de estratos, nivel freático, facilidad de excavación de los materiales en el interior, ejecución de estudios de estabilidad y riesgos geológicos (determinación de fallas y cavidades subterráneas), medición de parámetros dinámicos del suelo in situ como: las velocidades de las ondas “P” y “S”(siendo estas últimas las de mayor interés ya que ellas son las que generan esfuerzos cortantes a las estructuras que interactúan con el suelo), módulo de elasticidad dinámico  $E_d$ , Relación de poisson ( $\nu$ ), módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ).

## 7. Equipo.

Existe una amplia variedad de equipo de prospección sísmica y la opción que se elija para un estudio de refracción sísmica deberá ser de características tales que permita alcanzar o exceder los objetivos de la misma. El equipo está compuesto por diferentes elementos entre los cuales se encuentran:

- **Geófono:**

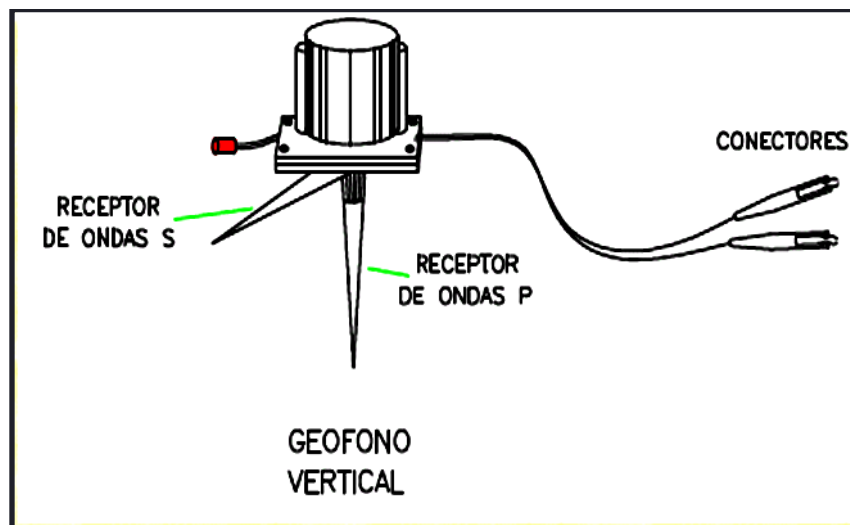
Son sensores o receptores que transforman el movimiento sísmico del suelo en una señal eléctrica con características de frecuencia y amplitud que son detectadas por el sismógrafo. Cada geófono tiene un cable de conexión de aproximadamente un metro, además de terminales tipo “clip” para enlazarse con otros geófonos y con el sismógrafo.

Estos dispositivos existen en diferentes tipos, tomando en cuenta su diseño y características de respuesta, los geófonos que se usan en refracción sísmica tienen una frecuencia que varía entre 8 a 14 Hz. construidos bajo normas muy estrictas en cuanto a las señales de salida, para que sean compatibles con todos los sismógrafos.

Para la medición de ondas P se utilizan geófonos verticales (Figura 3.62a), mientras que para detección de velocidades de ondas S son geófonos con componente horizontal o triaxiales (Figura 3.62b) (acompañado de un filtro de polarización de la señal en el sismógrafo).



a) Geófonos verticales utilizados para detección de ondas sísmicas (P). [www.pmicam.com].



b) Geófono biaxial para la detección de ondas sísmicas (S) y (P). [SISMID].

Figura 3.62 Geófonos para la medición de a) ondas primarias y b) ondas secundarias.

• **Cable de conexión de geófonos:**

Este cable es el encargado de transportar las señales eléctricas transformadas por los geófonos. Si las conexiones entre los geófonos y los cables no son a prueba de agua, se debe tener cuidado para asegurar que no se produzca un corto circuito por causas tales como humedad en el césped o del suelo, lluvia, etc. De existir agua empozada en la superficie se debe proveer de un tipo de

geófono impermeable (geófonos marsh), cable y conectores a prueba de agua para evitar este problema.

• **Fuente de energía sísmica:**

La selección de la fuente de energía sísmica depende de la profundidad de investigación y condiciones geológicas. Cuatro tipos de fuentes de energía sísmica se utilizan comúnmente en la exploración de refracción sísmica: *martillos de trineo, dispositivos mecánicos de golpe o de impacto, fuentes de proyectil (pistolas de aire) y explosivos.*

- Martillo de trineo.

Unidades con un peso de 8 a 12 libras, para inspecciones con profundidades superficiales de entre 5 a 10 m. La figura 3.63 muestra un martillo de trineo como generador de ondas elásticas junto a su cable disparador.

- Dispositivos mecánicos de golpe o de impacto.

Este tipo de fuente de energía mecánico es utilizado para ocasiones cuando se requieren grandes cantidades de energía y consiste de un peso grande (de cerca de 100 a 500 lbs o 45 a 225 Kg) el cual ejecuta mediante el uso de un trípode o una guía para producir el impacto.



Figura 3.63 Martillo de trineo como fuente de energía sísmica comúnmente usada en pruebas de refracción sísmica, y su cable que va conectado al sismógrafo. [www\_aorangeophysics.com].

- Fuentes de proyectil (pistolas de aire).

Para investigaciones con profundidades considerables en materiales secos y flojos, se requiere más energía sísmica, y una fuente del proyectil (arma) puede ser seleccionada. Las fuentes del proyectil pueden descárguese sobre o debajo de la superficie del suelo.

A continuación se presenta la tabla 3.12 que es útil para elegir el tipo de fuente de impacto así como el procedimiento a seguir, según sea la profundidad del estrato a investigar:

**Tabla 3.12 Descripción de las fuentes sísmicas de impacto**

FUENTES DE ENERGÍA	PROFUNDIDAD	EQUIPO	PROCEDIMIENTO
Fuentes de Impacto	Investigaciones superficiales 5-10m	Martillo de 4 a 7 Kg, con placa móvil	Se deja caer el martillo de tres a cinco veces para verificar la señal en el sismógrafo. Un golpe a la placa sobre el suelo es usado para que mejore el acoplamiento de la energía del martillo al suelo, y para el inicio del movimiento sísmico (tiempo cero).
	Investigaciones profundas en materiales secos y sueltos	Proyectiles y mecanismos de caída de 45 a 225 Kg.	Los proyectiles pueden ser descargados sobre o debajo del suelo, mientras que los mecanismos de caída se dejan caer desde una altura de 3 m mediante un trípode o polea.

Fuente: Tesis “Comportamiento Sísmico de los Depósitos de Suelos del Área de Cañaveralejo, Cali, Colombia”. Universidad del Valle, Cali, Colombia. 2001.

- Explosivos.

Las cargas explosivas son sustancias químicas que liberan una gran cantidad de energía, este tipo de fuente es útil para los casos donde se necesita explorar profundidades considerables y que además sean sitios donde no haya riesgo de daño a estructuras o derrumbes de taludes, etc. Para las exploraciones geofísicas son comúnmente usadas la dinamita de máxima potencia, en forma de cartuchos que requieren de un indicador para hacerlas detonar (fulminante).

**Notas:**

- Cabe mencionar que los explosivos no se deben detonar al aire libre ya que de esta forma se genera una onda de aire superficial que interfiere con el movimiento sísmico que viaja en el subsuelo.
- La profundidad a la que se ubican los explosivos se determina mediante pruebas que nos indiquen la profundidad a la que se transmite la energía con la mayor eficiencia. Para profundidades menores de 100 m. se entierra una cantidad de explosivo de 0.5 Kg. A 1 o 2 m, rellenando y apisonado correctamente.
- Para profundidades mayores de 100 m son requeridas cantidades de explosivo mayores de 0.5 Kg enterrados a 2 m de profundidad o más.
- Cabe mencionar que el uso de explosivos requiere de personal capacitado para el manejo de este tipo de procesos.

La tabla 3.13 muestra dos tipos de explosivos comúnmente usados en refracción sísmica.

**Tabla 3.13 Tipos de fuentes explosivas utilizadas en la prueba de refracción sísmica.**

TIPO	POTENCIA	CARACTERÍSTICAS
PÓLVORA	5-20%	Mezcla refinada de salitre, azufre y carbón. Las proporciones definen la potencia. Se usa en polvo o granulado.
DINAMITA	30-60%	Mezcla de un explosivo y una sustancia neutra y polvorienta. <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ El explosivo puede ser: Nitroglicerina, nitrato de amonio, potasio y sodio.</li> <li>▪ Las sustancias pueden ser: Aserrín, celulosa, polvo de aluminio, etc. Se utiliza en forma de goma, gelatina plástica y polvorienta.</li> </ul>

Fuente: Tesis “Comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia”. Universidad del Valle, Cali, Colombia. 2001.

- **Sincronizador:**

Es un sincronizador de señal que mide el tiempo del impacto ( $t = 0$ ) que deberá ser enviado al sismógrafo. El tiempo de impacto cero ( $t = 0$ ) puede ser detectado con interruptores mecánicos, dispositivos piezoeléctricos o un geófono (o acelerómetro), o mediante una señal de una unidad

de detonación. Si es eléctrico se usan capsulas explosivas que deben ser del tipo sísmico para una sincronización precisa.

- **Placa de impacto:**

Esta es una placa de acero de aproximadamente 15 x 15 x 1.5cm (Ver figura 3.64) o redondas. Para el caso en donde se necesite producir ondas secundarias, esta se acompaña de un trozo de madera esto con el fin de polarizar o realzar las ondas de corte. Para la generación de ondas primarias se da un golpe vertical a la placa con un martillo de trineo, sin embargo si lo que se busca es producir ondas secundarias o de corte se golpea la placa en dirección horizontal.



Figura 3.64 Placa metálica de 15x15x1.5 utilizada para realzar las ondas P en la prueba de Refracción Sísmica.

[[www.kgs.ku.edu/Geophysics/OFR.2006](http://www.kgs.ku.edu/Geophysics/OFR.2006)].

- **Sismógrafo:**

Los sismógrafos son dispositivos encargados de recibir las señales o impulsos eléctricos (voltajes) procedentes de los geófonos (Figura 3,65), amplificándolas y convirtiendo las señales analógicas a digitales, que es como se almacenan los datos de refracción sísmica. Existe una gran variedad de sismógrafos que varían desde unidades con un solo canal hasta unidades con múltiples canales de entrada, el número de canales corresponde al número de geófonos que se pueden conectar a él.



*Sismógrafo de un solo canal.*

Un sismógrafo de un solo canal es el instrumento más simple en refracción sísmica y se utiliza normalmente con un solo geófono. Para algunas condiciones geológicas simples y proyectos pequeños una unidad de un solo canal es absolutamente satisfactoria.

*Sismógrafo de múltiple canal:*

Estas unidades utilizan 6, 12, 24, 48 o más geófono. Con un sismógrafo de varios canales se tiene un registro simultáneo de las ondas sísmicas para todos los geófonos.

La presentación simultánea de las formas de onda permite al operador observar la tendencia en los datos y ayuda en las selecciones confiables de los primeros tiempos de llegada. Esto es especialmente útil en áreas que son sísmico ruidosas y de condiciones geológicas complejas.



**Figura 3.65 Sismógrafo de 7 canales para conectar igual número de geófonos con rango de frecuencias de 0 – 512 Hz, utilizado para inspección de refracción sísmica [www.pmicam.com].**

Las características a tomar en cuenta para la elección del sismógrafo son: Capacidad, salida de datos (análogo o digital), Trazas sísmicas (domocrónica, ver figura 3.66), procesado previo.

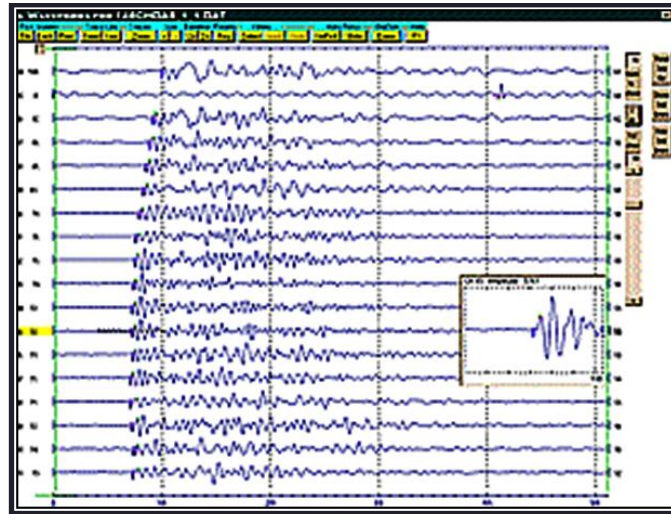


Figura 3.66 Detección de los primeros arribos en registro sísmico. [www.giscogeo.com].

**Nota:** Es recomendable un rango de frecuencias de ondas p y s de 46 hz con fuente mecánicas .

- **Amplificador de señal**

La función de este tipo de aparato es el de amplificar las señales débiles que se generan en refracción sísmica las cuales se encuentran entre 2 a 200 ciclos por segundo con el fin de una mejor visualización, teniendo la capacidad de amplificarlas desde 8 veces (18 decibeles) hasta 2 millones de veces (126 decibeles).

El amplificador de señal mejora la relación de señal/interferencia y está disponible en la mayoría de los sismógrafos. Es una ayuda significativa al trabajar adentro de áreas ruidosas o con fuentes de energía pequeñas.

- **Cable disparador:**

Consiste en un cable por el cual viaja la señal del impacto a la unidad de adquisición de datos, mediante el cierre o apertura de circuitos entre la fuente de energía y la unidad de adquisición de datos, de tal manera que en el instante en que se golpea el suelo con el martillo o cuando la carga explosiva es detonada, el sistema de registro empieza a grabar (tiempo cero) y registra las ondas sísmicas. Este cable proporciona una velocidad de viaje de hasta 250,000 muestras (pulsos) por segundo y cada canal del sismógrafo adquiere un total de 1,000 datos en el tiempo fijado en el programa, lo cual es suficiente para el análisis de las ondas sísmicas.

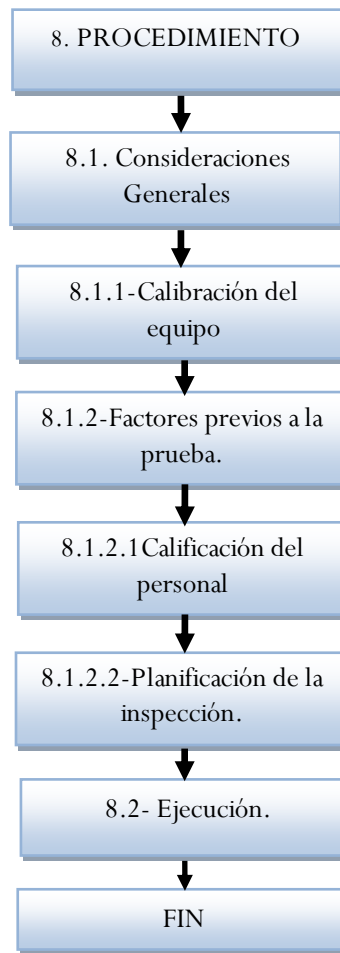
- **Equipo complementario:**

- Batería 12v.

- Cinta métrica 50m.
- Almadana de 4 lbs. y punta de 5/8".
- Conos para control de tráfico, cintas reflejantes.
- Cal/yeso.
- Equipo topográfico (Teodolito, nivel fijo, estadías, GPS), opcional.
- Barra y piochas para zonas pavimentadas.
- Cinta aislante.
- Radio comunicadores.

## 8. Procedimiento.

En este apartado se presenta un procedimiento para la inspección por refracción sísmica, el cual se puede visualizar en el esquema 3.12.



**Esquema 3.12 Estructura del procedimiento para una inspección por refracción sísmica.**

## **8.1. Consideraciones generales.**

### **8.1.1. Calibración del equipo.**

En general, debe hacerse un chequeo periódico del equipo para verificar su adecuado funcionamiento. Para su calibración y estandarización deben seguirse las especificaciones técnicas dadas por el fabricante.

También se debe hacer para los siguientes casos: después de cada reparación que se le haga al equipo, antes de cada proyecto y antes de comenzar cada día de trabajo en el terreno.

### **8.1.2. Factores a tomar en cuenta previo a la prueba:**

El desarrollo del método de refracción sísmica incluye el análisis de algunos factores relevantes en su ejecución como son:

#### *8.1.2.2 Calificación del personal.*

Los requerimientos que debe cumplir el personal para tener éxito en una investigación sobre refracción sísmica son:

- Capacidad para la realización de la prueba e interpretación de datos.
- Comprensión de la teoría, procedimientos de campo y métodos de interpretación.
- Conocimiento de la geología del sitio.

El personal que no tiene entrenamiento especializado o experiencia, debe ser cauteloso en la aplicación de la técnica y solicitar la ayuda de personal calificado.

#### *8.1.2.2 Planificación de la inspección.*

La planificación de una inspección por refracción sísmica se debe hacer con los siguientes objetivos:

#### **a) Objetivo(s) de la inspección de refracción sísmica.**

La planificación y diseño de un estudio de refracción sísmica se hace con la consideración debida de los objetivos de la inspección y de las características del sitio. Estos factores determinan el diseño de la prueba, el equipo a utilizar, nivel de esfuerzo, método de interpretación seleccionado, y presupuesto necesario para alcanzar los resultados deseados.

Los tipos de inspección que deben realizarse son:

- Inspección preliminar o de reconocimiento.
- Inspección profunda o definitiva.

Por ejemplo, si el objetivo de una prueba es, la determinación de espesores de estratos, niveles freáticos o identificación de materiales en la profundidad y la facilidad de excavación

de los mismos, una inspección preliminar es suficiente. En este caso la separación de los geófonos es mayor, pocos puntos de disparo son necesarios, mapas topográficos o niveles manuales son suficientes para establecer la elevación del terreno, y los costos de la prueba son relativamente bajos. En cambio si lo que se quiere es detectar fallas geológicas o determinación de propiedades dinámicas “in situ” (especialmente cuando es difícil la tarea de extracción de muestras inalteradas), se vuelve necesario una inspección profunda. En este caso la separación de los geófonos es menor, y se necesita mayor cantidad de puntos de disparo, la localización y elevación de los geófonos son determinados con mayor precisión, y por supuesto su costo es más alto.

**Nota:** Según el objetivo de la inspección y las características del sitio como: geología del lugar, profundidad de la investigación, topografía, accesibilidad, generación de ruido en el lugar, limitaciones de espacio, restricciones en el uso de explosivos u otros generadores de ondas, se determinará el tipo de equipo a utilizar, el método de interpretación de los datos y presupuesto necesario para obtener los resultados requeridos.

#### **b) Verificación del contraste de las velocidades sísmicas.**

Uno de los elementos más críticos en la planificación de una investigación sobre refracción sísmica es la determinación de la existencia o no en el lugar de un contraste o cambio de velocidad sísmica entre las dos unidades geológicas o hidrológicas de interés. Si no se tiene un estudio anterior sobre refracción sísmica que se haya hecho en el área, una prueba de pre-inspección se debe realizar en un punto donde se tiene conocimiento de la geología, por ejemplo una perforación o bien, donde se conozca la estratigrafía, para que las velocidades sísmicas puedan ser determinadas. Tres tipos de pruebas de pre-inspección pueden ser consideradas:

- Perfil sísmico vertical (VSP).
- Otro tipo de registro de sondeo o perforaciones (tal como un registro de la densidad o un registro acústico).
- Ensayos con una línea de inspección de refracción cercana a un punto de control conocido.

Con esta información, la viabilidad del método es garantizada en el lugar.

#### **c) Selección del método de interpretación.**

El nivel deseado de detalle y de la complejidad en las condiciones geológicas determinará el método de interpretación que se utilizará para la investigación sobre la refracción sísmica,

que además establecerá los procedimientos de campo que se seguirán. Dos métodos son propuestos para la interpretación de la refracción sísmica:

- Método para definir refractores planares (horizontales).
- Método para definir refractores no planares (inclinados).

**Nota:** Estos métodos se discutirán en la sección de cálculos.

#### d) **Diseño de la inspección.**

Consideraciones para el diseño de la inspección son:

- **Localización de las líneas de inspección.**

La localización preliminar de la línea de inspección es elaborada con ayuda de un mapa topográfico, planos de urbanización y fotos aéreas, esto es usado cuándo:

1. Necesidad de obtener datos en una localización dada.
2. Verificar si existe un punto de control (pozos de prueba) para realizar chequeo de datos.
3. No se conoce información sobre la accesibilidad al sitio.
4. Verificar si existe alguna estructura en el lugar como: superficies planas de concreto o asfalto, bóvedas, tuberías y fuentes de ruido cultural presentes en el sitio.

- **Cobertura.**

La cobertura de la prueba y orientación de la línea de inspección se diseña para cubrir los objetivos del estudio (el área cubierta podrá ser más grande que el área de interés). Si la longitud de la línea de inspección y la separación entre la fuente y los geófonos no es suficiente para la profundidad de investigación deseada, entonces se puede aumentar la separación entre la fuente y el geófono, sin embargo, la línea de inspección puede resultar muy larga, y un solo arreglo de geófonos puede no ser suficiente, entonces se pueden usar tendidos múltiples, la cantidad de líneas de inspección estará en función de: la cantidad de información que se desee, el área a cubrir y la magnitud del proyecto a ejecutar. La longitud (L) de la línea de inspección es de tres a cinco veces la profundidad (Z) a explorar ( $L= 3Z$  a  $5Z$ ).

#### **8.1.3. Ejecución.**

1. Realizar un recorrido en el lugar antes de marcar la(s) línea(s) de inspección con el objetivo de verificar las condiciones del mismo, como: Limpieza, agua retenida, topografía, ruido en el ambiente, condiciones del clima en la zona, etc.
2. Realizar un chequeo previo del plan en el sitio de la prueba, para determinar si el plan inicial de exploración es factible.

**Nota:** En este punto, pueden requerirse modificaciones al plan de exploración inicial.

3. Limitar el área donde se realizará la prueba de cualquier evento que pueda ser generador de ruidos o vibraciones.

**Notas:**

- Para el caso de circulación de vehículos se debe proteger el área con conos de tránsito y cerca de cinta amarilla para evitar el paso de personas ajenas al grupo de trabajo.
- En caso que el área presente ruido ambiental y/o cultural considerable se debe buscar realizar la prueba en horas de menor influencia (Horas nocturnas incluso).

4. Trazar la línea de exploración (perfil) con una cinta métrica (se recomienda usar una cinta métrica de 50 m) ubicando sobre el suelo en línea recta y marcar con cal o yeso los puntos donde se colocaran los geófonos y los puntos de disparo, véase la figura 3.67.

Para diferentes profundidades de exploración utilizar la tabla 3.14, para establecer la longitud del perfil.

**Notas:**

- Si la longitud de separación de geófonos y la fuente al geófono no es suficiente para alcanzar la máxima profundidad de investigación, entonces la distancia de separación debe ser aumentada para obtener la suficiente profundidad.
- La longitud de la línea de exploración deberá ser mayor que el doble de la profundidad a la que se encuentra la interface o cambio de estrato.

5. Colocar los geófonos de componente vertical y/o horizontal de 14 Hz en los puntos marcados, introduciendo la espiga a presión.

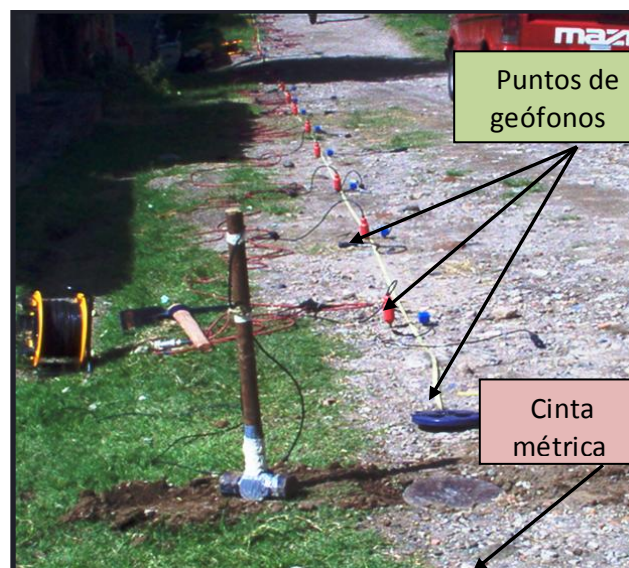
**Notas:**

- Si no se puede introducir la espiga por la dureza del suelo se debe hacer primero un agujero y luego colocar la espiga teniendo el cuidado de que el agujero sea un poco menor a la longitud de la espiga.
- Donde la roca aflora en la superficie, la base del geófono se sustituye por un trípode base, para conseguir un mejor acoplamiento entre la roca y los geófonos. La colocación incorrecta de los geófonos es un problema común dando como resultado la pobre detección de las ondas sísmicas P. La parte superior del suelo a menudo se encuentra muy floja, si este caso se presenta se debe remover el suelo flojo unas pocas pulgadas (10 centímetros) para colocar el geófono en suelo firme.
- Cada geófono se debe colocar firmemente en el suelo para producir un contacto entre el suelo y el geófono tan firmemente como sea posible.

**Tabla 3.14 Determinación de la longitud de la línea de exploración (metros), en función de la cantidad de canales y separación de los geófonos en una prueba de refracción sísmica.**

Separación de geófonos (m)	Longitud de la línea de exploración (m) para 12 y 24 canales	
	12	24
1.5	16.5	34.5
2.0	22.0	46.0
2.5	27.5	57.5
3.0	33.0	69.0
3.5	38.5	80.5
4.0	44.0	92.0
4.5	49.5	103.5
5.0	55.0	115.0
5.5	60.5	126.5
6.0	66.0	138.0

Fuente: [<http://osso.univalle.edu.co/doc/contiv/Tesis-cris-DocumentoFinal-13septiembre2001.pdf>].



**Figura 3.67 Disposición de geófonos utilizando una cinta métrica de 50 m en el perfil de exploración.**

[Foto: Cortesía de Lic. Nelson Cedillos, Facultad de Ciencias Naturales, UES].



6. Tender el cable de conexión de geófonos a lo largo de la línea de exploración y conectarlo a cada uno de los geófonos.

**Nota:** Este debe ir colocado fuera de la línea de geófonos, es recomendable que se coloque al costado izquierdo del arreglo de geófonos (tomando como referencia la ubicación del sismógrafo).

7. Tender el cable disparador o “trigger”, paralelo a la línea de geófonos, cuidando de no cruzarlo con el cable de conexión de geófonos. (para esto se recomienda que se tienda al lado derecho de la línea de geófonos tomando como referencia el sismógrafo).

**Nota:** El cable disparador o “trigger” se configura en el programa de computo que se está implementando; esta configuración consiste en indicar si la señal que va enviar es un aumento brusco de voltaje (cierre del circuito mediante un golpe) o un decremento brusco de voltaje (apertura del circuito mediante una explosión).

8. Fijar la placa de impacto, en los puntos marcados de disparo.

**Notas:**

- Esta se debe sujetar dándole unos pocos golpes, aunque no existe una regla para definir la separación entre los puntos de disparo y el geófono más cercano.
- Es recomendable una separación de más o menos “la longitud entre geófonos o más”. La ubicación de estos puntos de disparo se hace desplazada en un ángulo recto con el propósito de determinar los tiempos totales, que es el tiempo de viaje para recorrer la distancia entre cada punto de disparo y el geófono más lejano.
- La ubicación de los puntos de disparo mas allá de los extremos es para registrar los tiempos de arribo de ondas refractadas de un estrato que se está tratando de trazar, y así registrar esa onda refractada en la mayor cantidad de geófonos.

9. Conecte todo el equipo a la fuente de energía, la fuente que se utiliza es una batería de 12V.

**Notas:**

- En este punto asignar un nombre a la línea de exploración de refracción e introducir los siguientes datos: fecha, ubicación del sitio de la prueba, numero correlativo de la línea de exploración y de los puntos de disparo utilizado (s), unidades de medida que utilizara, ubicación de puntos de disparo y geófonos (longitud, latitud y elevación), espaciamiento y cantidad de geófonos que está usando.
- Verificar que se tiene una adecuada conexión del cable de conexión de geófono, cable del disparador, cable de interface digital y una computadora.

10. Probar los geófonos y el cable de conexión de geófonos por circuito cerrado y circuito abierto si es posible (véase el manual de instrucción del sismógrafo).

**Nota:** Es muy importante la realización de una prueba preliminar para revisar el funcionamiento de los geófonos y sus conexiones. Una práctica común es, que una vez colocado todo el equipo

con sus respectivas conexiones, un miembro del equipo de campo realiza un control en el lugar, recorriendo la línea de inspección (pasando al lado de cada geófono), y el técnico encargado del manejo del sismógrafo verifica la existencia de la señal procedente de cada geófono debido al paso del miembro del equipo.

11. Realizar otra prueba preliminar para la determinación del nivel de ruido en el ambiente, (lo que servirá para definir el conjunto de filtros a ser utilizado “Lowcut y Highcut” a fin de eliminar la influencia en los registros).

**Nota:** para esto véase las especificaciones del sismógrafo.

12. Golpear la placa con un martillo de trineo de la siguiente forma; si se desea generar ondas primarias (P) golpear la placa en forma vertical (véase la figura 3.68 a), de otro modo si se desea generar ondas de corte (S) producir un golpe en forma horizontal perpendicular a la línea de inspección (véase la figura 3.68 b).

**Nota:** No olvidar que la ubicación del punto de disparo se va moviendo a lo largo de la línea de inspección, conforme se va desarrollando la prueba.



a)

b)

**Figura 3.68** Proceso de generación de ondas sísmicas: a) Ondas P mediante un golpe ejecutado con martillo a una placa de 15x15x1.5cm. [www\_kgs\_ku\_edu-Geophysics-OFR-2006.com]. b) Producción de ondas S efectuando un golpe horizontal y perpendicular a la línea de inspección a la placa metálica amortiguada con el uso de un trozo de madera. [Foto cortesía de Lic. Nelson Cedillos, Facultad de Ciencias Naturales, UES]



15. Ejecutar la interpretación de los datos sísmicos, según la siguiente sección.

## **9. Interpretación de los datos sísmicos de la refracción sísmica.**

### *9.1 Interpretación preliminar.*

La interpretación preliminar de los datos de campo, se deben etiquetar como bosquejo preliminar, y ser tratado con precaución puesto que es fácil cometer errores, un análisis preliminar nunca es una interpretación completa ni exacta. Este análisis debe ser hecho sobre todo como medida de control de calidad.

La interpretación definitiva de datos de refracción sísmica se puede verificar o comprobar con datos de perforaciones. Si tales datos no están disponibles, esto se debe mencionar dentro del informe.

### *9.2 Método de interpretación.*

En algunos casos limitados, la interpretación cuantitativa de datos puede no ser requerida y una interpretación cualitativa simple puede ser suficiente, es decir, una identificación lateral del estrato de suelo sin preocuparse por los cálculos de la profundidad o mínima profundidad a la roca. En la mayoría de los casos, sin embargo, la interpretación cuantitativa será necesaria.

Para la interpretación de datos, un número de métodos manuales y programas de computadora están disponibles, sin embargo aquí se presentan los principios del método Tiempo-Intercepto. Este método consiste en graficar los tiempos de llegada las ondas a los geófonos desde un punto de disparo, y obtener la curva tiempo distancia característica de las condiciones geológicas locales. Estas curvas correspondientes a trayectorias refractadas que se conocen como domocronas. La figura 3.70 muestra esta gráfica tiempo distancia.

El grafico tiempo-intercepción se construye colocando en el eje accisas las distancias de ubicación de cada geófonos, medidas desde la fuente de energía, en unidades métricas y en el eje de las ordenadas se colocan los tiempos de intercepción, de esta forma se procede a unir los puntos correspondientes a la distancia y tiempo de intercepto para cada geófono y unir los puntos para generar la grafica, similar a la mostrada en la figura 3.70 b).

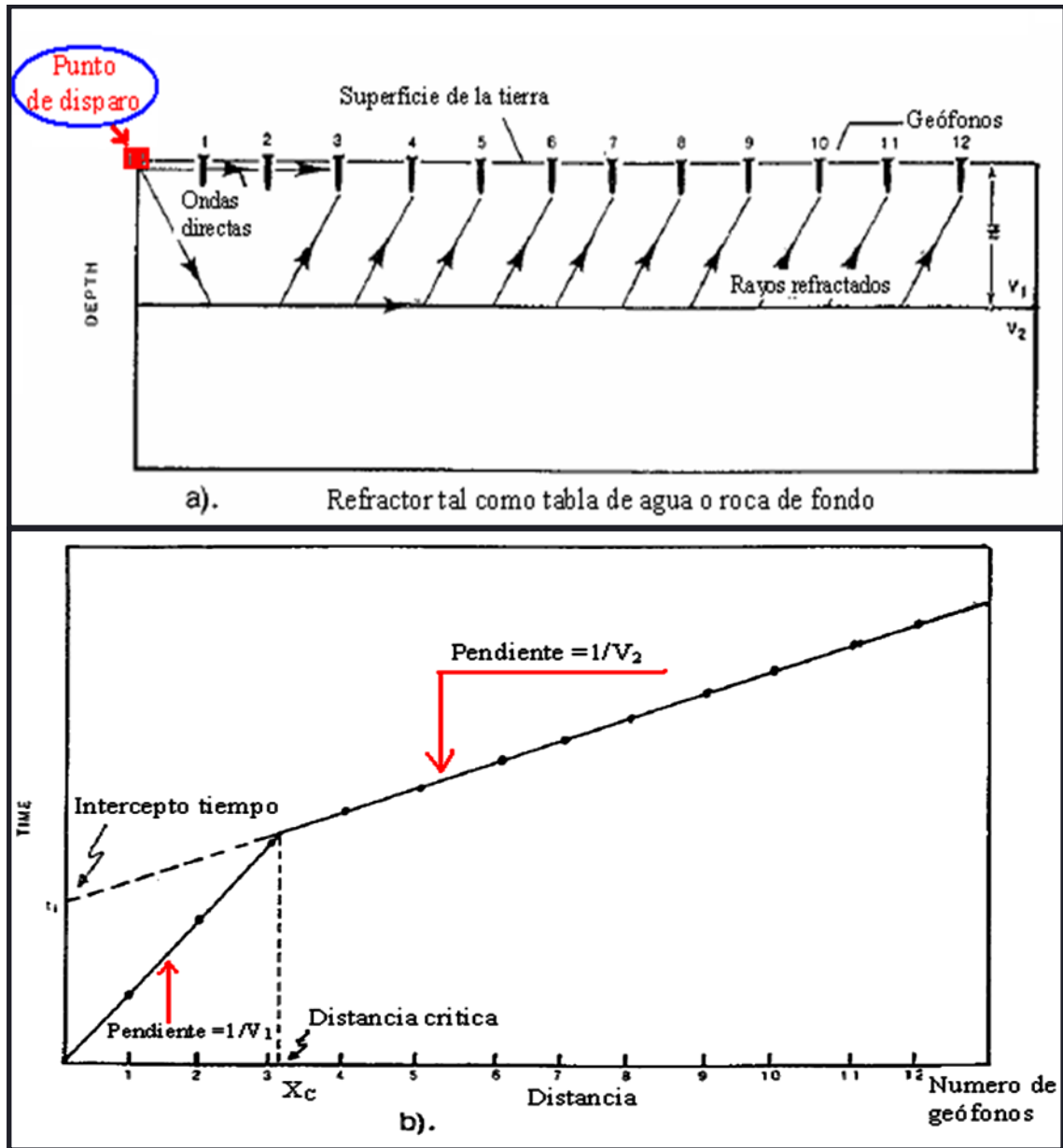


Figura 3.70 (a) rayos sísmicos y (b) Tiempo-Distancia trazados para dos capas de Suelo con límites paralelos [Norma ASTM D5777].

Una vez construida la curva se procede a identificar los cambios de pendiente que representan el cambio de refractor como consecuencia del cambio de estrato en el suelo investigado, los quiebres que se obtengan en la grafica se usaran para determinar la profundidad de cada estrato y sus respectivas velocidades.

Estas curvas son el fundamento de la interpretación de la refracción sísmica y de los cuales se obtienen dos tipos de información:

1. Velocidad de propagación de las ondas longitudinales ( $V_p$ ) y de cortante ( $V_s$ ), con lo que se puede identificar la composición del material (tipo de suelo y roca) y sus propiedades dinámicas.
2. El espesor ( $Z$ ) de cada estrato.

Las fórmulas de interpretación son de acuerdo con las siguientes asunciones:

- Los límites entre capas son planos u horizontales o con un ángulo de inclinación constante.
- No exista elevación de tierra superficial.
- La capa es homogénea e isotrópica.
- La velocidad de las ondas sísmicas (ondas primarias P y secundarias S) de las capas aumentan con la profundidad.
- Las capas intermedias deben tener suficiente contraste de velocidad y grosor.

### 9.3 Cálculos:

En la figura 3.69 b, se identifican dos segmentos de recta, el cambio de pendiente en la curva t-x ocurre en el punto denominado “distancia crítica”, el cual representa el instante en el que los tiempos de viaje de las ondas directas (las que viajan en la superficie del terreno) y las ondas refractadas, son iguales; más allá de este punto las ondas refractadas serán las primeras en ser detectadas.

El cálculo de las velocidades es como sigue:

Las velocidades se definen como el inverso de las pendientes de cada recta. Así por ejemplo si a la primera recta que va desde cero hasta la intercepción con  $x_c$  (véase la figura 3.69 b) se calcula su pendiente, por lo que la velocidad para el primer estrato será:

$$V_1 = \frac{1}{m_1} \quad \text{Ec. 3.106}$$

Lo mismo será para la recta dos que representa el segundo estrato:

$$V_2 = \frac{1}{m_2} \quad \text{Ec. 3.107}$$

Y la profundidad del estrato será obtenida de la siguiente ecuación, la cual está basada en la ley de refracción de Snell.

$$Z = \frac{t_i}{2} \frac{v_2 v_1}{(v_2)^2 - (v_1)^2} \quad \text{Ec. 3.108}$$

Donde:

$Z$  = Profundidad al estrato dos o espesor del estrato uno (m),

$t_i$  = Tiempo de la intercepción (s),

$V_2$  = Velocidad sísmica en la capa dos (m/s), y

$V_1$  = Velocidad sísmica en la capa uno (m/s).

*Fórmula de la distancia de cruce:*

$$Z = \frac{\alpha_c}{2} \frac{t_2 - t_1}{t_2 + t_1} \quad \text{Ec. 3.109}$$

Donde:

$Z$  = Profundidad al estrato dos o espesor del estrato uno (m),

$t_i$  = Tiempo de la intercepción (s),

$V_2$  = Velocidad sísmica en la capa dos (m/s), y

$V_1$  = Velocidad sísmica en la capa un (m/s),

$X_c$  = Distancia crítica (m).

### 2.3 Revisión y control de calidad de la información (QC).

Los puntos siguientes se recomiendan para proporcionar una revisión y control de calidad de la información (QC) de operaciones y adquisición de datos de campo:

e) Documentación de los procedimientos de campo y método de interpretación que se ha empleado para ser utilizado en la inspección.

**Nota:** El método de interpretación establecerá los procedimientos de campo, de igual manera las condiciones del sitio pueden limitar el método de interpretación.

f) Cualquier cambio en campo a los procedimientos previstos, deben documentarse.

g) Cualquier condición que pueda reducir la calidad de los datos (condiciones atmosféricas, fuentes de ruido ambiental, etc.) deben señalarse.

h) Asegurarse que se emplee un método uniforme de recolección de la primera llegada de las ondas.

i) Durante o inmediatamente después de la adquisición de datos, hágase la grafica de tiempo-distancia para asegurarse que los datos son de buena calidad y cantidad (por

ejemplo, un suficiente número de puntos de referencia) para apoyar el método de interpretación.

- j) Además de las curvas tiempo-distancia, se pueden utilizar tres herramientas adicionales como medidas de control de calidad de los datos de refracción sísmicos, las cuales son: La prueba de la irregularidad, prueba del tiempo recíproco, y prueba del paralelismo.
- k) Las desviaciones en la pendiente de los segmentos de líneas trazadas sobre la domocronica o curva tiempo-distancia, relacionada a un refractor particular, se pueden dar por:
- Los tiempos de los primeros arribos “tiempos picos” pueden contener un error.
  - La curva tiempo-distancia puede presentar error en la entrada de datos.
  - El mismo proceso de graficación de los datos pueden ser producto del ruido.
  - Las condiciones geológicas pueden ser altamente variables.

La revisión debe servir para determinar si la profundidad de estrato y la velocidad sísmica obtenidas de la refracción sísmica tienen sentido geológico.

#### **9.4 Programas para interpretar la refracción sísmica.**

Una amplia variedad de fórmulas, de tablas, y de programas de computadora están disponibles para solucionar los problemas de la refracción sísmica usando el método del tiempo de la intercepción (o método de la distancia de cruce).

#### **9.5 Presentación de los datos:**

En algunos casos, puede haber poca necesidad de una presentación formal de datos o de resultados interpretados, una información de los resultados puede ser suficiente. La interpretación final de la refracción sísmica generalmente conduce a un modelo geológico o hidrológico de las condiciones del sitio. Tal modelo es una caracterización simplificada de un determinado sitio el cual incorpora todas las características esenciales del sistema físico bajo estudio. Este modelo se representa generalmente como una sección transversal, un mapa del contorno, u otros esquemas que ilustran las condiciones geológicas e hidrogeológicas generales y anómalas a las condiciones de un sitio.

Si los datos originales van a ser proporcionados al cliente, deben etiquetarse los datos y mapas relacionados de la exploración para que otro profesional pueda verificar los datos.

La tabla 3.15 presenta el formato de registro de los tiempos de arribo de las primeras ondas a cada geófono.



Elemento.	Ubicación en la línea de Inspección (m).	Tiempo del primer arribo (ms).
Fuente sísmica	0	0.00
G1	10	0.00
G2	13	27.05
G3	16	33.63
G4	19	39.69
G5	22	46.54
G6	25	53.12
G7	28	60.76

**Tabla 3.15 Cuadro con valores de tiempo para los primeros arribos de ondas detectadas en cada uno de los siete geófonos, a partir del punto de disparo. [Tesis; “Aplicación del método de refracción sísmica para la determinación de velocidades de ondas “P”].**

#### **10. Información mínima que contendrá el informe de la prueba.**

El informe debe incluir una discusión de:

- l) El propósito y alcance de la refracción sísmica.
- m) El marco geológico.
- n) Limitaciones de la inspección de refracción sísmica.
- o) Cualquier asunción que se haya hecho.
- p) Las aproximaciones de campo usadas, incluyendo una descripción del equipo y los parámetros de adquisición de datos usados.
- q) La localización de la(s) línea(s) de inspección por refracción sísmica en un mapa del sitio;
- r) La disposición de puntos de disparo/geófonos.
- s) La aproximación escogida para la determinación de los picos para los primeros arribos.
- t) Cualquier corrección que se aplicó a los datos de campo y la justificación para su uso.

- u) Los resultados de las mediciones de campo, copias de registro de campo típico y las curvas Tiempo-Distancia.
- v) El método de interpretación usado (método Tiempo-Intercepto, método común recíproco generalizado) y específicamente el método analítico o software que se utilizo.
- w) Los resultados interpretados y cualquier calificación e interpretaciones alterna.
- x) El formato de los datos registrados (por ejemplo, cuaderno, registro en formato análogo y formato digital, etc.).
- y) Identificación de la persona(s) responsable(s) de la inspección por refracción sísmica y de la interpretación de datos.

#### **11. Variables a controlar durante la prueba:**

Las variables más importantes que se deben controlar durante la realización de esta prueba son las siguientes:

- ✓ Detección uniforme de los primeros tiempos de llegada.
- ✓ Ruido ambiental.
- ✓ Ruido cultural.
- ✓ Discontinuidades o estructuras internas en el sitio de la inspección.

**CAPITULO IV: PROPUESTA DE EQUIPAMIENTO  
PARA LAS PRUEBAS: TRIAXIAL CÍCLICA Y  
REFRACCIÓN SÍSMICA EN EL LABORATORIO  
DE SUELOS Y MATERIALES DE LA  
UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR.**

#### **4.1 INTRODUCCION.**

Este presente capítulo desarrolla una propuesta de equipamiento para el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador, para ello se eligió de entre las seis pruebas documentadas (basadas en el estándar ASTM) dos para el desarrollo de este trabajo, ya que el propósito es que, con un mínimo de pruebas se obtenga la mayor cantidad de parámetros dinámicos, (*modulo dinámico al esfuerzo cortante (G), amortiguamiento ( $\xi$ ), velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ) entre otros*), por lo que tal propósito se convierte en el primero de los criterios tomados en cuenta para su selección, además de la practicidad que presentan estos procedimientos y el uso del equipo involucrado en cada prueba, tomando en cuenta estos aspectos se plantea la propuesta de equipamiento con los siguientes ensayos: Triaxial Cíclica (laboratorio) y Refracción Sísmica (campo); describiendo el equipo implicado para el desarrollo de cada prueba. Como existe en la actualidad una gran variedad de modelos en el mercado, su elección obedeció al cumplimiento de las especificaciones técnicas dictaminadas por la respectiva norma ASTM. De esta forma, se realizó la cotización a las empresas que venden equipo de construcción para obtener los costos de adquisición y poder hacer un planteamiento completo en lo que al equipo se refiere. Por otra parte introducir nuevas pruebas requiere tomar en cuenta una organización adecuada para el funcionamiento óptimo del Laboratorio, así como el perfil que deberá cumplir cada miembro involucrado en la ejecución de estas técnicas y finalmente se presenta el presupuesto de la propuesta que incluye costos de adquisición y mantenimiento del equipo y personal para el desarrollo de las pruebas.

#### **4.2 OBJETIVOS.**

##### **OBJETIVO GENERAL**

Elaborar una propuesta de implementación de equipo para las pruebas dinámicas de suelos en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador.

##### **OBJETIVOS ESPECÍFICOS.**

1. Seleccionar las pruebas pertinentes para la propuesta de equipamiento del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador.
2. Establecer los requerimientos técnicos y económicos de las pruebas propuestas.
3. Plantear el perfil y las funciones del personal requerido para la realización de las pruebas.

4. Implementar el desarrollo de la Dinámica de Suelos a nivel práctico y teórico para su enseñanza en el área de Suelos en la Ingeniería Civil de nuestro medio.
5. Establecer el espacio físico para la ubicación del equipo dentro del Laboratorio de Suelos partiendo de su disposición actual.
6. Proponer la inclusión de la prueba Triaxial Cíclica y Refracción Sísmica en la **Norma Técnica de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes** en lo referente a Estudios de Suelos.

#### **4.3 ALCANCES.**

- Para la elaboración de esta propuesta de equipamiento se ha considerado la prueba de laboratorio “Triaxial Cíclica” y la prueba de campo “Refracción Sísmica”, las cuales fueron seleccionadas de entre las seis pruebas documentadas en el capítulo III.
- Los aspectos que contiene la investigación de esta propuesta son los siguientes:
  - a) **Equipo:** En el que se definen las especificaciones técnicas para el equipo y todos sus accesorios; según el estándar ASTM correspondiente al método de prueba y a las dadas por el fabricante.
  - b) **Infraestructura:** Se presenta un levantamiento del espacio físico actual del área de trabajo del Laboratorio de Suelos con la elaboración de su respectivo plano, mostrando su disposición actual, lo cual servirá de base en conjunto con los requerimientos mínimos de instalación para la ubicación del equipo triaxial cíclico.
  - c) **Recurso Humano:** Se plantea el personal profesional técnico requerido para realizar las pruebas y se establece el perfil que deberá cumplir, así como las funciones que desarrollarán cada uno de éstos.
  - d) **Presupuesto:** Se detalla el costo del equipo involucrado (cotizado a tres empresas que venden equipo de construcción en el país: Inversiones Gamma, OXGASA y CORESA), el cual incluye mantenimiento técnico, recurso humano y capacitaciones.

#### **4.4 JUSTIFICACIÓN.**

Luego de haber documentado los procedimientos de las pruebas dinámicas en el capítulo III, se hace oportuno complementar este trabajo con la creación de una propuesta de equipamiento para el laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil, que contenga el equipo mínimo con el que se puedan obtener las principales propiedades dinámicas del suelo. Llevar a cabo esta propuesta de equipamiento permitirá que la Universidad se convierta en una institución referente dentro de la

región centroamericana para otros centros académicos que no cuenten con este tipo de ensayos, brindando un aporte tanto en el área académica, científica e investigativa (mejoramiento de normas de diseño), así:

**Para el área académica:**

- a) Inclusión de temas relacionados con la Dinámica de Suelos en materias como: Mecánica de Suelos y Cimentaciones.
- b) Impartir técnicas electivas, como por ejemplo **Dinámica de Suelos y Estructuras** dentro de la carrera de Ingeniería Civil.

**Para el área científica:**

- f) Investigación de la **respuesta sísmica del terreno** como un asunto de prioridad nacional, vendría a modificar la zonificación sísmica vigente desde 1993, la cual separa al país en dos franjas:

- ✓ Zona I: comprende la zona de subducción y la cadena volcánica.
- ✓ Zona II: comprende la zona norte del país.

Dicha zonificación en opinión de varios profesionales en la Mecánica de Suelos, debería tener una necesaria renovación. Por ejemplo, Rosenblueth en su informe a UNESCO sobre el sismo de mayo de 1965 en San Salvador, recomienda la preparación de dos mapas, considerando las dos zonas sismogénicas por separado, debido a que la duración (t) y frecuencia (f) de los movimientos provenientes de la cadena volcánica serían menores a la de los movimientos de la costa.

- g) El estudio del **potencial de licuefacción** en zonas que se hayan identificado como susceptibles a este fenómeno, proponiendo medidas correctivas y preventivas así como el de definir una metodología que ayude a determinar el potencial de licuefacción de un lugar específico.
- h) Estudios de **Microzonificación** donde se determinen las propiedades dinámicas del subsuelo en centros urbanos de interés (San Salvador), con el propósito de que sus efectos sean considerados en el análisis dinámico y modal para el diseño de una estructura.
- i) Investigación de la **interacción entre suelos y estructuras** que puede ser conseguido con la Dinámica de Suelos, lográndose definir así, conceptos relevantes del tema como lo son:

- ✓ Bases teóricas para la aplicación de modelos estáticos y quasi-dinámicos de interacción suelo-estructura.
  - ✓ Aplicación de la interacción Suelo  $\longleftrightarrow$  Estructura en edificaciones esenciales.
  - ✓ La definición de teorías clásicas para analizar cimientos sujetos a vibraciones.
- j) La “**Norma Técnica para diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes**” en su apartado 4.4 estipula la determinación de los parámetros dinámicos de un suelo por medio de correlaciones empíricas, lo cual sería modificado exigiendo la obtención directa de éstos mediante las pruebas.

Para el diseño de taludes, se complementarían las investigaciones geotécnicas con estudios para la estimación de la respuesta dinámica de un depósito de suelo.

**Investigación (mejoramiento de normas de diseño):**

- a) Se tendrá la posibilidad de elaborar un espectro de diseño específico más realista que el que propone la “**Norma Técnica para Diseño por Sismo**” en su apartado 5.2 para las estructuras que así lo requieran con la ayuda de estudios para la estimación de la respuesta dinámica de un depósito de suelo, lo cual consistiría en la construcción de un modelo matemático del depósito de suelo que considere la masa ( $m$ ), la rigidez ( $G$ ) y el amortiguamiento ( $\xi$ ) propio de cada estrato. Este modelo se someterá al análisis para sismos con diferentes características aplicados en la base rocosa. En donde posteriormente se evaluará la amplificación que experimenta la señal sísmica desde la base hasta la superficie, esta amplificación podría modificar el factor de zonificación “A”, así como los coeficientes de sitio  $T_0$  y  $C_0$  de dicha norma.
- b) La posibilidad de cumplir los requerimientos que establece la norma de “**Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud**” en cuanto a la realización de pruebas dinámicas y de prospección geofísica que sirvan de complemento a los estudios de Mecánica de Suelos para establecimientos de más de 2 plantas o en casos donde se considere los efectos de interacción suelo-estructura.

**4.5 CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LAS PRUEBAS DE LA PROPUESTA.**

Los criterios que se definieron para la selección de la prueba de laboratorio “**Triaxial Cíclica**”, fueron los siguientes:

- Determinación de parámetros dinámicos importantes: Como el módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ), razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la fuerza triaxial cíclica (potencial de licuefacción); los cuales son considerados en métodos analíticos dinámicos, lineales y no lineales para la evaluación de depósitos de suelo o en diseño de estructuras.
- Los resultados obtenidos de esta prueba son útiles para la evaluación del comportamiento de todo tipo de estructuras sometidas a la acción de cargas cíclicas dinámicas; tales como las ocasionadas por terremotos, oleaje o ráfagas de viento.
- Analogía con el equipo triaxial convencional ya existente en el laboratorio, con la variante que el equipo triaxial cíclico incluye un marco de carga cíclico, el cual le da el carácter reversible a la carga.
- El procedimiento de la prueba triaxial cíclica es bastante similar al empleado por el método ASTM D 2850 “Método de ensayo triaxial no consolidado-no drenado”; del cual se tiene el conocimiento y la experiencia en nuestro país.

Sin embargo, a pesar de estos criterios, que equivalen a ventajas para la prueba Triaxial Cíclica, también existen desventajas las cuales es necesario tomar en cuenta para evaluar su factibilidad para el equipamiento:

1. Dado que los especímenes tienen que ser reconstruidos en laboratorio esto afecta grandemente los resultados de la prueba.
2. Los esfuerzos generados durante la prueba y que hacen fallar al espécimen no son de corte simple.
3. Debido a la sensibilidad del equipo, vibraciones de amplitud de alrededor de los 2 mm pueden dañar algunos instrumentos tales como; sensores de fuerza y deformación.

Los criterios que se definieron para la selección de la prueba de campo “**Refracción Sísmica**”, fueron los siguientes:

1. La medición de la **velocidad de las ondas primarias ( $V_p$ ) y de corte ( $V_s$ )**, con resultados altamente aceptados, por ser obtenidas directamente en campo.
2. Determinación de las velocidades de ondas ( $V_p$ ) y ( $V_s$ ) en campo, representando una gran ventaja ya que estas se obtienen en condiciones inalteradas lo cual es difícil de reproducir en el laboratorio.



3. Presenta un procedimiento relativamente fácil y económico en comparación a la otra prueba de campo “Cross-Hole”, ya que esta última requiere de la excavación de al menos dos agujeros con una profundidad igual a la altura que se desee explorar, representando dificultad especialmente con el aumento de la profundidad de exploración, ésta perforación debe ser recubierta en todo el perímetro y profundidad con un mezcla de arena y cemento (lechada), lo cual no solo representa mucho trabajo y tiempo sino que tiene costos considerables, sobre todo si lo comparamos al proceso que implica una exploración por Refracción Sísmica que solo requiere de alguna limpieza superficial del terreno (chapoda de maleza), tendido de los cables y colocación de los geófonos sobre el terreno y la adquisición de datos.
4. En el país se cuenta con la experiencia en el manejo de este equipo ya que se han realizado algunas pruebas como por ejemplo, el estudio de refracción que se realizó en la Universidad de El Salvador con el equipo de una empresa nacional<sup>13</sup>.

A pesar de estas ventajas, es necesario conocer las desventajas que involucra la prueba de Refracción Sísmica con el objeto de realizar un balance y evaluar su factibilidad

1. Resolución muy pobre: No es capaz de diferenciar estratos muy delgados o de propiedades elásticas similares.
2. No proporciona información unívoca de la litología.
3. Su efectividad decrece al aumentar la profundidad a explorar.
4. Requiere el uso de explosivos para obtener registros sísmicos de buena calidad.
5. Si se usan explosivos es necesario abrir huecos (1-2 m de profundidad) para colocar la carga.
6. Resulta inútiles en zonas de litología lateramente heterogénea o estructuralmente compleja (sedimentación cruzada, lentes, intercalaciones, conglomerados, zonas de falla), en masas rocosas ígneas o metamórficas o en zonas de fuerte atenuación de ondas sísmicas (rellenos, arenas sueltas secas).

---

<sup>13</sup> Ver referencia bibliográfica No. 42.

## **4.6 DESARROLLO DE LA PROPUESTA PARA LAS PRUEBAS DINÁMICAS EN UN SUELO.**

Para el desarrollo de esta propuesta de equipamiento se han considerado cuatro grandes rubros, los cuales son: Equipo, infraestructura, recurso humano y presupuesto.

Inicialmente se estudiará el “**equipo**” involucrado para la ejecución de las pruebas (Triaxial Cíclica y Refracción Sísmica), realizando una comparación de las especificaciones técnicas dadas por el estándar ASTM y el fabricante, esto con el objeto de verificar su cumplimiento. Posteriormente se darán lineamientos en lo que respecta a requerimientos de **instalación del equipo en el laboratorio**, lo cual está comprendido en el rubro de “**infraestructura**”. Como tercer punto se abordará el rubro de “**recurso humano**”, en donde se hará una propuesta del personal requerido para cada prueba y finalmente se incluye un apartado de “**presupuesto**”, el cual contempla costos del equipo, recurso humano, mantenimiento del equipo y capacitación.

### **4.6.1 EQUIPO.**

En este apartado se presentan las especificaciones técnicas que deben cumplir los equipos propuestos, en base al estándar ASTM, así también se exponen las dadas por los fabricantes, las cuales fueron obtenidas por medio de cotizaciones hechas a tres casas distribuidoras de equipo de laboratorio (Inversiones Gamma, OXGASA y CORESA) con el objeto de verificar que estas últimas satisfagan las dadas por la norma.

#### **4.6.1.1. Especificaciones técnicas generales en base al estándar ASTM.**

Los estándares ASTM D-3999/91 y ASTM D-5777/95 sugieren una serie de especificaciones técnicas a ser satisfechas por el equipo que se utilice para la ejecución de las pruebas (Triaxial cíclica o Refracción Sísmica), sin embargo, cabe aclarar que dichas especificaciones son muy generales y dependerá de la habilidad y conocimiento del personal profesional calificado para la elección de un determinado equipo.

##### **1. Equipo de ensayo triaxial cíclico (basado en el estándar ASTM D-3999/91).**

- Cámara triaxial de presión.

La tabla 4.1 muestra las especificaciones técnicas dadas por el estándar ASTM D 3999-91, sin embargo, cabe aclarar que el parámetro más importante para la selección de la cámara es la

presión de trabajo, que para este caso tiene un valor de 103 Kpa, el cual es la presión mínima con la que se trabaja durante la ejecución de la prueba.

**Tabla 4.1 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección de la cámara triaxial.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTÁNDAR ASTM
Presión mínima de trabajo, Kpa.	103	Apartado 10.3.1-pag.11
Diámetro mínimo de la barra de carga, mm.	1/6 del diámetro del espécimen.	Apartado 6.2.2-pag.2
Fricción máxima en la barra de carga, kg.	$\pm 2$ % del máximo de una sola amplitud de la carga cíclica.	Apartado 6.2.3-pag.3

En la figura 4.1 se representa una cámara triaxial típica con una presión máxima de trabajo de 1700 Kpa, idéntica a la que propone el fabricante.



**Figura 4.1 Cámara triaxial para presiones de trabajo máximas de 1700 Kpa.**

- Equipo de carga cíclica.

Las especificaciones técnicas de mayor importancia para la selección del equipo de carga cíclica son la capacidad de carga y la frecuencia de aplicación de dicha carga, pese a esto el estándar ASTM D 3999 solo detalla la frecuencia y algunas características que se deben

cumplir durante el proceso de carga, ver tabla 4.2. El tipo de aparato típicamente empleado puede extenderse desde un dispositivo manual muy simple a un sistema electro-hidráulico de circuito cerrado.

**Tabla 4.2 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del equipo de carga cíclica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTÁNDAR ASTM
Frecuencia de la carga cíclica, Hz.	0.1-2	Apartado 6.3.1-pag.4
Amplitud de esfuerzos.	0.5 % del doble de la amplitud generada.	

En la figura 4.2 se puede apreciar la representación de este tipo de equipo, el cual es muy similar al que se plantea en esta propuesta.



**Equipo de carga cíclica**

**Figura 4.2 Equipo de carga cíclica en conjunto con la cámara triaxial.**

- Equipo de registro.

Si son utilizados los equipos de registro analógicos o digitales para medir la carga, la deformación o la presión; estos deberán de cumplir los requerimientos dados en las tablas 4.3 y 4.4 respectivamente:

**Tabla 4.3 Especificaciones técnicas para el equipo de registro analógico.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Velocidad de registro, cm/s (pulg./s).	0.5 – 50(0.2 – 20)	Tabla 1-pag.6
Sistema de precisión (incluyendo linealidad e histéresis), %.	0.5	
Frecuencia, Hz.	100	

**Tabla 4.4 Especificaciones técnicas para el equipo de registro digital.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Tasa mínima de muestreo, puntos por ciclo.	40	Tabla 1-pag.6

- ✓ Transductor de carga sumergible (Medición de la carga).

Los transductores de carga sumergibles se utilizan para medir con precisión las cargas axiales a la muestra de prueba y son colocados en lugar del pistón de carga de la cámara triaxial. Estos transductores únicos miden las cargas directamente en la parte superior de la muestra, cuya configuración elimina totalmente cualquier efecto de la fricción del pistón sobre las respectivas lecturas de la carga.

El criterio que se sigue para su elección es únicamente su capacidad de carga, que en este caso no se expresa como un valor sino más bien como el límite de la máxima carga que se aplica al espécimen. Las restantes especificaciones técnicas servirán de base para la verificación de la celda de carga que se utilice, ver tabla 4.5.

**Tabla 4.5 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del transductor de carga sumergible.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Capacidad de la celda de carga.	No mayor de cinco veces la carga máxima total aplicada al espécimen en la prueba.	Apartado 6.4.2-pág.4
No-linealidad, %.	$\pm 0.25$	Tabla 1-pag.6
Histéresis, %.	$\pm 0.25$	
Repetitividad, %.	$\pm 0.10$	
Cambio de sensibilidad térmica como % de la escala completa/ $^{\circ}\text{C}$ ( $^{\circ}\text{F}$ ).	$\pm 0.005$ ( $\pm 0.025$ )	
Razón de desviación máxima en escala completa en valores de mm (pulg.).	0.125 (0.005)	
Sensibilidad mínima, mv/v	2	

✓ Transductor de desplazamiento (Medición de la deformación axial).

Los aparatos de medición de la deformación pueden ser: Un transformador diferencial variable lineal (LVDT, por sus siglas en inglés), transductor para la medición de la deformación del tipo-potenciómetro y sensores de corriente del tipo Eddy. Las siguientes especificaciones técnicas corresponden únicamente a un transductor de desplazamiento del tipo LVDT, ver tabla 4.6.

Generalmente la precisión de los transductores LVDT's es una función de la frecuencia de excitación, las conexiones para el proceso de carga, de las características de la fase del

amplificador, y de otros factores. Es necesario calibrar cada sistema del LVDT-conexiones-instrumentos después de la instalación, usando datos estándar de entrada. La norma ASTM D 3999 no provee de datos significativos para la calibración de este tipo de transductores.

**Tabla 4.6 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del transductor de desplazamiento.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Sensibilidad mínima, mv/v.	0.2/0.025mm/(AC LVDT) y 5/0.025 mm/(DC LVDT)	Tabla 1-pag.6
No-linealidad, %.	± 0.25	
Histéresis, %.	0.0	
Repetitividad, %.	± 0.010	

✓ Dispositivo de control y medición de presión y vacío.

Se pueden utilizar mecanismos muy sofisticados no solo para el control y medición de la presión y el vacío sino también para la presión de confinamiento, la presión de poros y la contrapresión; o si se opta por dispositivos separados, estos deberán tener una capacidad de presión máxima de trabajo de 14 Kpa, Ver tabla 4.7.

**Tabla 4.7 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del dispositivo de control y medición de presión y vacío.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Presiones máximas de trabajo de la cámara y contrapresión, Kpa (PSI).	14	Apartado 6.4.4-pag.4
Presión máxima de trabajo del vacío, Kpa (PSI).	14	

✓ Transductor de medición del cambio de volumen

Provee una continua medición de los cambios de volumen durante la prueba triaxial. El aparato de medición de volumen del espécimen es normalmente una bureta pero puede ser cualquier dispositivo que resuelva el requisito de la precisión y de presión, ver tabla 4.8.

**Tabla 4.8 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del transductor de medición del cambio de volumen.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Presión máxima de trabajo, Kpa.	103	Apartado 10.3.1-pag.11
Precisión.	± 0.05% del volumen total del espécimen.	Apartado 6.4.7-pag.6

✓ Dispositivo de medición de presión de poros:

Este transductor de presión se utiliza para medir la presión de poros, el confinamiento y la contrapresión durante la prueba triaxial. Las especificaciones técnicas dadas por el estándar ASTM D 3999 que debe cumplir este dispositivo se muestran en la tabla 4.9.

**Tabla 4.9 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para la selección del dispositivo de medición de la presión de poros.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Sensibilidad mínima, mv/v.	2	Tabla 1-pag.6
No-linealidad, %.	± 0.5	
Histéresis, %.	± 0.5	
Cambio de sensibilidad térmica como % de la escala completa/°C (°F).	± 0.02 (± 0.01)	
Características del cambio de volumen, pulg./PSI.	1.0 x 10 <sup>-4</sup>	



- Sistema de desaireación del agua.

Consiste en un tanque de desaireación de agua que permite que se pueda preparar de manera eficaz el agua desaireada necesaria para el sistema. Para este sistema el estándar ASTM no da ninguna especificación técnica a ser satisfecha, únicamente es mencionada de forma general.

- Cabezal y base del espécimen.

El cabezal superior y la base del espécimen deben ser diseñados de tal forma que le proporcione un drenaje en ambos extremos y contruidos de un material rígido, anticorrosivo, impermeable y cada uno, a excepción de la disposición del drenaje, tendrá una superficie plana circular para el contacto con los discos porosos y una sección transversal circular, ver tabla 4.10.

**Tabla 4.10 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para el cabezal y base del espécimen.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Construcción.	Material rígido, anticorrosivo e impermeable.	Apartado 6.5-pag.6
Diámetro, cm.	Igual al diámetro del espécimen, con una sección plana circular.	

- Discos porosos.

El espécimen es separado del cabezal y de la base por discos porosos rígidos, los cuales están sujetos al cabezal y a la base del espécimen en un diámetro igual a este último y con un coeficiente de permeabilidad igual al de la arena fina, ver tabla 4.11.

**Tabla 4.11 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para los discos porosos.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Coefficiente de permeabilidad, mm/s (pulg./s).	$1 \times 10^{-3}$ ( $3.9 \times 10^{-5}$ ).	Apartado 6.6-pag.6
Diámetro, cm.	Igual al diámetro del espécimen.	

- Papel filtro.

Estos deben ser de un tipo que no se disuelvan en agua. El coeficiente de permeabilidad del papel filtro no debe ser menor de  $1 \times 10^{-4}$  mm/s para una presión normal de 550 Kpa (80 PSI), según tabla 4.12.

**Tabla 4.12 Especificaciones técnicas basadas en el estándar ASTM D 3999-91 para el papel filtro.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN ESTANDAR ASTM
Coeficiente de permeabilidad, mm/s (pulg./s)	$1 \times 10^{-4}$ ( $3.9 \times 10^{-6}$ )	Apartado 6.7-pag.6

## 2. Equipo de refracción sísmica (Basado en estándar ASTM D-5777/95).

- Geófonos.

La norma ASTM D 5777-95, exige para los geófonos estrictamente un requisito, el rango de frecuencia que debe tener este tipo de aparato usados en las pruebas de refracción sísmica, tabla 4.13

**Tabla 4.13 Especificaciones técnicas en base a norma ASTM D5777 para geófonos usados en la prueba de refracción sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN NORMA ASTM
Frecuencia natural, Hz	8 a 14	Apartado 5.3.2.1- pag.5.

- Fuente de energía sísmica.

La referida norma técnica de refracción sísmica da algunos lineamientos en cuanto al tipo de fuente que se utilice para la prueba, está en función de la profundidad que se requiera estudiar, aunque estos tópicos no son condiciones estrictas a cumplir ya que son más bien como una sugerencia de uso y se plantean a continuación en la tabla 4.14.

**Tabla 4.14 Especificaciones técnicas en base a norma ASTM D5777 para fuentes de energía usados en la prueba de Refracción Sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES	REFERENCIA SEGÚN NORMA ASTM
Martillo para exploración de 5 a 10m (distancia a geófono 1) , Kg.	4 a 7	Apartado 5.3.3.2 Pág. 5.
Fuentes de impacto (masa guiada por medio de un trípode) , Kg.	45 a 225	Apartado 5.3.2.2 Pág. 5

#### **4.6.1.2 Especificaciones técnicas del fabricante.**

Las especificaciones técnicas del equipo Triaxial Cíclico y Refracción Sísmica que a continuación se presentan han sido resultado de un proceso de comparación del estándar ASTM y el fabricante, esto con el propósito de verificar el cumplimiento de este último con las especificaciones dadas por ASTM.

Como producto de lo anterior, se presentan en ésta sección las especificaciones técnicas del equipo triaxial y refracción sísmica definitivas para esta propuesta de equipamiento.

#### **1. Equipo triaxial cíclico (Basado en el estándar ASTM D-3999/91).**

- Cámara triaxial de presión:

La especificación que se tomó como base para la elección de la cámara triaxial fue la presión máxima de trabajo ya que las otras especificaciones tales como el tamaño y peso de la cámara quedan a criterio de las necesidades con las que cuente el laboratorio encargado de realizar estas pruebas.

Con respecto a la presión de trabajo, la cámara triaxial más pequeña (para especímenes con un diámetro máximo de 50 mm) que a continuación se propone posee una capacidad de 2000 Kpa, cuyo valor sobrepasa al establecido de 103 Kpa, por lo que se cumple dicha especificación, tabla 4.15. A pesar de esto, como se podrá notar la presión de 2000 Kpa es muy superior al valor que dictamina el estándar ASTM.

**Tabla 4.15 Especificaciones técnicas del fabricante para la cámara triaxial.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Tamaño máximo del espécimen, mm ( $\Phi$ x h).	50 x 100
Presión máxima de trabajo, Kpa.	2000
Carga máxima del pistón de carga, KN.	45
Altura máxima de la cámara, mm.	380
Diámetro de la cámara, mm.	140
Peso, Kg.	4

- Equipo de carga cíclica.

El sistema incluye un bastidor de carga de alta calidad con un conjunto actuador neumático servo-controlado y un sistema de control de la carga. La frecuencia que posee el equipo de carga cíclica propuesto es 35 veces superior al valor establecido por el estándar ASTM por lo que queda satisfecha dicha especificación, ver tabla 4.16.

**Tabla 4.16 Especificaciones técnicas del fabricante para el equipo de carga cíclica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Capacidad de carga, KN.	50
Actuador	Marco de carga servo-neumático controlado por ordenador (PC) mediante el panel de 13 canales con 20 bits IMACS actuador
Deposito de aire, V/Hz/Ph.	220-240/60/1.
Recorrido (mm)	30
Frecuencia (Hz)	70

- Equipo de registro.

- ✓ Transductor de carga sumergible.

La capacidad de carga de este transductor es de 25 KN el cual se considera satisfactorio para los valores que generalmente se usan durante una prueba, así también los valores

limites especificados de no-linealidad (limite permisible de desviación) e histéresis son un 60% más bajos que los especificados por el estándar ASTM, lo cual resulta favorable en la precisión de la carga aplicada, tabla 4.17.

**Tabla 4.17 Especificaciones técnicas del fabricante para el transductor de carga sumergible.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Capacidad de carga, KN.	25
Capacidad de sobrecarga, %.	150
Potencia de salida, mV	26 gama completa
Excitación, V	10 corriente continua (máx. 15 corriente continua)
No-linealidad, %.	Máximo 0.1
Histéresis, %.	Máximo 0.1
Deflexión, mm (pulg.).	0.005 (0.0019) con carga completa
Fuerza lateral, %.	50 máxima escala completa sin efectos
Resistencia, en ohmios.	260 entrada; 240 salida
Conector	Tipo DIN de 5 clavijas
Gama de temperatura compensada, °C.	0 a 500
Cambio de sensibilidad térmica como % de la escala completa/°C.	0.001
Presión ambiental, (Kpa) (lb-f/pulg. <sup>2</sup> ).	70,000 (10,150)
Dimensiones, mm (diámetro x altura).	75 x 50 excluyendo el pistón o adaptador
Peso neto, g.	850

✓ Transductor de desplazamiento.

Para la selección de un transductor de desplazamiento se utilizó la especificación de su recorrido, que no es más que la velocidad a la cual se van tomando las lecturas, por lo que se optó por un transductor con un recorrido mínimo de 25 mm, ver tabla 4.18, ya que el estándar ASTM no restringe el manejo de uno de mayor o menor recorrido.

**Tabla 4.18 Especificaciones técnicas del fabricante para el transductor de desplazamiento.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Recorrido, mm.	25
Excitación, V.	10 corriente continua
Conector	Tipo DIN de 5 clavijas

✓ Dispositivo de control y medición de presión y vacío (Panel de Control Principal).

El sistema de presión tiene dos líneas independientes para mantener presión constante deseada en el interior de la cámara triaxial (sistema de presión de la cámara) y la línea de drenaje de los especímenes (sistema de contrapresión). También se incluye un indicador de cambio de volumen de la muestra (de tipo bureta o transductor eléctrico).

El sistema se completa con un aparato de desaireación de agua y otros accesorios como tuberías, válvulas, etc. El sistema así descrito es suficiente para cubrir la presión de 14 Kpa establecida por el estándar ASTM según se muestra en la tabla 4.19.

**Tabla 4.19 Especificaciones técnicas del fabricante para el dispositivo de control y medición de presión y vacío**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Medidor de presión digital, Kpa.	rango de 0 a 1100 x 1 Kpa de división
Interface Aire/Agua tipo Blader, Kpa.	1000
Compresor de aire de laboratorio, bar/V/Hz/fase.	10-145/220/60/1

✓ Transductor de medición del cambio de volumen.

La presión máxima de trabajo del transductor de 1700 Kpa, cumple satisfactoriamente con el valor dictaminado por el estándar ASTM (103 Kpa), tabla 4.20. Cuando éste se conecta a una pantalla o a un sistema de adquisición de datos adecuados, emite una señal eléctrica directamente proporcional al volumen de agua que fluye a través de la unidad.

**Tabla 4.20 Especificaciones para el transductor de medición del cambio de volumen.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Presión máxima de trabajo, Kpa.	1700
Capacidad, cm <sup>3</sup> .	100

✓ Dispositivo de medición de presión de poros.

Las especificaciones establecidas por el estándar ASTM en cuanto a no-linealidad, curva de histéresis y repetitividad no son detalladas por el fabricante para este dispositivo por lo que para su selección únicamente se tomó en cuenta su capacidad de presión, sin embargo, cabe resaltar que esta especificación no es prescrita por el estándar ASTM.

**Tabla 4.21 Especificaciones técnicas del fabricante para dispositivo de medición de presión de poros.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Capacidad, Kpa.	1700
Excitación, V.	10 de corriente continua
Velocidad de lectura/segundo	50
Precisión, %.	± 0.20 en toda la escala

- Sistema de desaireación del agua.

Especialmente diseñado para ser utilizado con el Panel de Control Principal, el tanque de desaireación de agua permite que se pueda preparar de manera económica el agua desaireada necesaria para el sistema. La unidad se suministra completa con todos los conectores y tubos necesarios para su fácil conexión al Panel de Control Principal.

**Tabla 4.22 Especificaciones técnicas del fabricante para el sistema de desaireacion del agua.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Capacidad, Lt.	23
Bomba de vacio portátil v/Hz/fase.	220/60/1
Tubo de goma, mm (diámetro, longitud, m).	6.5 x 12.5 de diámetros y 2 de longitud, para la bomba de vacio

## 2. Equipo de refracción sísmica (basado en el estándar ASTM D- 5777/95).

En las siguientes tablas se presentan las especificaciones técnicas que el distribuidor del equipo ofrece para esta prueba, cada una de ellas contiene las características de cada componente, estos valores serán contrastados con las especificaciones técnicas de la norma expuestas anteriormente, para verificar el cumplimiento de las mismas.

- Sismógrafo.

La norma técnica ASTM D5777 no establece ningún requisito específico para los sismógrafos usados en pruebas de refracción sísmica, por tanto se cotizó un equipo que en base a la experiencia es recomendado para este tipo de estudios.

En la tabla 4.23 se muestran las características que éste aparato propuesto presenta, como por ejemplo el número de canales, ancho de banda, frecuencia de trabajo, etc.



**Tabla 4.23 Especificaciones técnicas para el sismógrafo usado en la prueba de refracción sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Peso, Kg.	3.6
Dimensiones físicas, cm.	25.4 x30.5x17.75 (LargoxAnchoxAlto)
N° de canales	24
Rango dinámico, dB.	144 (sistema), 110 (instantáneo)
Ancho de banda, Hz.	1.75 a 20K
Frecuencia , Hz.	0.6
Piso de ruido.	0.20 $\mu$ V, RFI a 2 ms, 36 dB, 1.75 a 208 Hz.
Exactitud de disparo para apilamiento.	1/32 del intervalo de muestreo.
Señal máxima de entrada, Vpp (dB).	2.8 (0)
Impedancia de entrada, KOhm ( $\mu$ F)	20 (0.02)
Resistencia a temperatura ambiental de trabajo ,°C.	-30 a 70 (a prueba de agua y sumergible).
Sistema operativo.	Windows 98/ME/NT4/W2K/XP.
Voltaje de alimentación. V(DC)	Batería externa de 12.

La figura 4.3 muestra el sismógrafo de exploración cotizado a la empresa CORESA S.A de C.V, dicho equipo es completo porque puede ser utilizado para pruebas no solo de refracción sino también para pruebas de: reflexión, monitoreo de temblores, medición de vibraciones, estudios marinos, perfilamiento marino entre otros.



**Figura 4.3** Sismógrafo de exploración marca **GEOMETRICS** para la prueba de Refracción Sísmica.  
[Cotizado a **CORESA S.A de C.V.**]

- Geófonos verticales y horizontales.

Los geófonos cotizados tanto verticales como horizontales cumplen con el requisito establecido por la norma técnica de refracción sísmica, en cuanto a la frecuencia natural de 14 Hz. Por otra parte el constructor ofrece características de buena calidad como los conectores tipo clip a base de plomo y resistentes a condiciones de humedad, estas y otras características se presentan en las tablas 4.24 y 4.25.

**Tabla 4.24** Especificaciones técnicas para geófonos verticales usados en la prueba de refracción sísmica.

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Dimensiones, cm.	7 x100 (Base x Largo)
Frecuencia natural, Hz.	14
Salida plana, Hz.	300
Conector.	Tipo Clip, con terminal de plomo.
Otros.	Construido con nivel de burbuja, y resistente al agua.

**Tabla 4.25 Especificaciones técnicas para geófonos horizontales usados en la prueba de refracción sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Dimensiones, cm.	7x100 (Base x Largo)
Frecuencia natural, Hz.	14
Salida plana, Hz.	300
Conector.	Tipo Clip, con terminal de plomo.
Otros.	Construido con nivel de burbuja, y resistente al agua.

- Cable de geófono.

No existen condiciones específicas en la referida norma en cuanto a este tipo de accesorio, sin embargo la tabla 4.26 muestra las características que el fabricante ofrece para éste.

**Tabla 4.26 Especificaciones técnicas para el cable de geófono usado en la prueba de refracción sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
N° de canales.	24
Tipo de salidas.	WIRE WRAP, espaciadas a 10 m.
Tipo de conector.	61-socket, terminado en plomo.

- Cable de extensión.

La tabla 4.27 muestra las características ofrecidas por el constructor de este tipo de accesorio, ya que no existen las condiciones específicas en la referida norma para éste.

**Tabla 4.27 Especificaciones técnicas para cable de extensión usados en la prueba de refracción sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Longitud, m.	92
Otros.	Carrete para enrollado.

- Interruptor de martillo.

No existen condiciones específicas en la referida norma para este tipo de accesorio. Sin embargo la tabla 4.28 muestra las características ofrecidas por el constructor de éste.

**Tabla 4.28 Especificaciones técnicas para el interruptor del martillo usado para la prueba de refracción sísmica.**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Tipo de interruptor.	Rápido impacto.
Otros.	Incluye 4.5 m de cable con conector de tres pines.

- Placa de impacto.

Para la placa de impacto no hay especificaciones rigurosas en la norma estándar que rige el desarrollo de esta prueba, por tanto se plantean en la tabla 4.39 las características dadas por el fabricante.

**Tabla 4.29 Especificaciones técnicas para la placa de impacto usada en la prueba de refracción sísmica**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Dimensiones (A x L x H) cm.	15 x 15 x 2.5 (Ancho x Largo x Altura)
Material.	Aluminio.

- Batería.

Las características de la batería cotizada se muestran en la tabla 4.30 y no se presenta comparaciones con valores de norma ya que ésta no exige condiciones específicas a cumplir.

**Tabla 4.30 Especificaciones técnicas para la batería usada durante la prueba de refracción**

CARACTERÍSTICAS	ESPECIFICACIONES
Voltaje, V (DC).	12
Voltaje de conexión	110/220 Vol, 2 AMP, 50/60 Hz.

#### **4.6.2 INFRAESTRUCTURA.**

##### **4.6.2.1 Espacio físico y disposición actual de los equipos en el área de trabajo del Laboratorio de Suelos y Materiales.**

Actualmente el Laboratorio de Suelos y Materiales cuenta con un área de trabajo (Ver figuras 4.4 y 4.5) de aproximadamente 208.22 m<sup>2</sup>, la cual se encuentra dividida en tres áreas principales descritas a continuación:

##### *a) Área de Mecánica de suelos.*

Las pruebas que se realizan en esta área incluye: tamizados, granulometrías, límites de atterberg, densidades relativas, determinación del contenido de humedad, clasificación manual visual, pruebas de CBR, determinación de la resistencia al corte, pruebas de permeabilidad, compactación y consolidación, sobre muestras de suelos. Dichas pruebas se efectúan con fines académicos o bien son demandadas por personas particulares (empresas constructoras, supervisoras, etc.).

A continuación se describe el área y las características del equipo principal dentro de la misma, la cual puede ser observada junto con su disposición actual en las figuras 4.4 y 4.5.

##### *1. Máquina de corte Directo.*

Con ella se realizan pruebas para la determinación de la resistencia al corte bajo acción de cargas estáticas sobre diversos tipos de suelos. Su base se encuentra empotrada al piso y se acomoda sobre un área de 0.14 m<sup>2</sup>.

2. *Proctor automatizado.*

Consta de un martillo Proctor con un panel de control incluido desde el cual el operador programa el número de golpes y ciclos aplicados a una muestra de suelo. Se encuentra ubicado sobre una base de concreto lo que en conjunto demanda un espacio de  $0.25 \text{ m}^2$ .

3. *Equipo Triaxial.*

Con dicho equipo se realizan pruebas para la determinación de la resistencia al corte de los suelos, bajo condición: No consolidada no drenada UU, Consolidada drenada CD y Consolidada no drenada CU. El espacio utilizado por el equipo triaxial es de  $0.32 \text{ m}^2$ .

4. *Consolidómetros.*

El laboratorio cuenta con un juego de seis consolidómetros divididos en grupos de tres, lo que en total comprende un área de  $1.52 \text{ m}^2$  y se utilizan para determinar el asentamiento de diversos tipos de muestra.

**b) Área de Ingeniería de Materiales.**

El trabajo realizado en esta sección incluye: corte sobre materiales duros como roca, concreto, pulido de muestras cilíndricas o cúbicas de concreto, pruebas de compresión y tracción uniaxial sobre testigos de concreto, reducción de muestras de agregados, tamizados y granulometrías, determinación de la resistencia a la abrasión y al desgaste de agregados, determinación de la densidad relativa de concreto y agregados, elaboración de diseños de mezcla de concreto, revenimientos, curado de testigos de concreto, entre otros.

La mayoría del equipo con que cuenta esta área se encuentra empotrado firmemente al piso para asegurar su estabilidad y evitar vibraciones excesivas debido a la naturaleza de su funcionamiento. El área y las características del equipo principal que utiliza un espacio considerable dentro de esta sección se describe a continuación (ver figura 4.4):

1. *Tolva concretera.*

Se encuentra ubicada en el área de Materiales y ocupa un espacio aproximado de  $1.40 \text{ m}^2$ , su capacidad es de dos bolsas de cemento y es utilizada para realizar concreto en laboratorio cuando es requerido.

2. *Máquina Rompe cilindros.*

Pertenece al área de Materiales y es utilizada para realizar pruebas de compresión sobre cilindros, ocupa una extensión de  $0.22 \text{ m}^2$  y su base se encuentra empotrada en el piso.

3. *Cortadoras para núcleos.*

Se cuenta con dos cortadoras para núcleos, las cuales se ubican continuas una a la otra, requiriendo un área total de 1.33 m<sup>2</sup>.

4. *Maquina de los ángeles.*

Con ella se realizan pruebas sobre agregados pétreos para determinar su resistencia al desgaste. Se encuentra ubicada en el área de materiales y dispone de un espacio de 2.58 m<sup>2</sup>.

5. *Pedestal o base.*

Consiste en una estructura de concreto empotrada al piso con dimensiones en planta de 0.59x0.46 para un área de 0.27 m<sup>2</sup>, la cual se encuentra disponible para la colocación de un equipo futuro.

c) *Área de Asfalto.*

Entre los ensayos que se llevan a cabo en esta área se encuentran: corte y pulido sobre muestras cilíndricas de asfalto, pruebas de compresión y tracción uniaxial sobre testigos de asfalto, cuarteado de agregados, tamizados, granulometrías, determinación de la resistencia a la abrasión, determinación de la densidad relativa de agregados y probetas de asfalto, elaboración de diseños de mezcla, pruebas de compactación sobre probetas de asfalto, extracción de ligante asfáltico de mezclas asfálticas en caliente, gravedad específica, resistencia al flujo plástico de probetas de asfalto, resistencia al desgaste de agregado grueso por impacto y penetración de materiales bituminosos, entre otros.

A continuación se detallan las características y el espacio utilizado por el equipo principal perteneciente a esta área:

1. *Aparato Marshall y equipo de adquisición de datos.*

Con el aparato Marshall se determinan propiedades como estabilidad, flujo, efecto de saturación en la resistencia a la tracción, etc. de probetas cilíndricas bituminosas. Su equipo de adquisición de datos consta de una computadora como hardware soportada por un software para el procesamiento de datos. Tanto aparato como equipo de adquisición pertenecen al área de asfalto y demandan un espacio en total de 1.11 m<sup>2</sup>.

2. *Compactador de impacto Marshall.*

Este aparato sirve para compactar automáticamente muestras de asfalto, deteniéndose luego de aplicar un número predeterminado de golpes. Cuenta con un panel de control así como de una base de concreto, lo cual en total utiliza un área de 0.58 m<sup>2</sup>.

### 3. *Tanque y cestillo de densidad relativa.*

Este equipo auxiliado de una balanza electrónica determina la densidad relativa de agregados y probetas ya sea de agregados, concreto o asfalto, requiere de un área de 0.32 m<sup>2</sup>.

#### ***Espacio físico adicional.***

Además del área empleada por el equipo principal, existen espacios demandados por elementos indispensables para el normal funcionamiento del laboratorio, dichos elementos y sus áreas se detallan a continuación:

– *Área de contenedores.*

Pertenece al área de materiales y utiliza un total de 4.33 m<sup>2</sup>, en ella se depositan diferentes tipos de agregados pétreos.

– *Área de repisa.*

Esta área se encuentra distribuida alrededor de todo el laboratorio, demandando un total de 28.43 m<sup>2</sup>. Bajo las repisas se ubican estantes en los que se puede guardar accesorios útiles para algunas pruebas y sobre las repisas puede colocarse equipo de menor dimensión tal como: balanzas, cocinas, hornos, etc.

– *Área de mesas de trabajo grupal.*

Las mesas se encuentran distribuidas en distintos espacios y se colocan para prácticas de laboratorio con fines académicos. Utilizan un aproximado de 12.48 m<sup>2</sup> en total.

– *Área de acopio de ripio.*

En ella se coloca el material inutilizado o remanente de cada prueba proveniente de las áreas de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Materiales. El espacio actual designado para esta zona es de 21.02 m<sup>2</sup>.



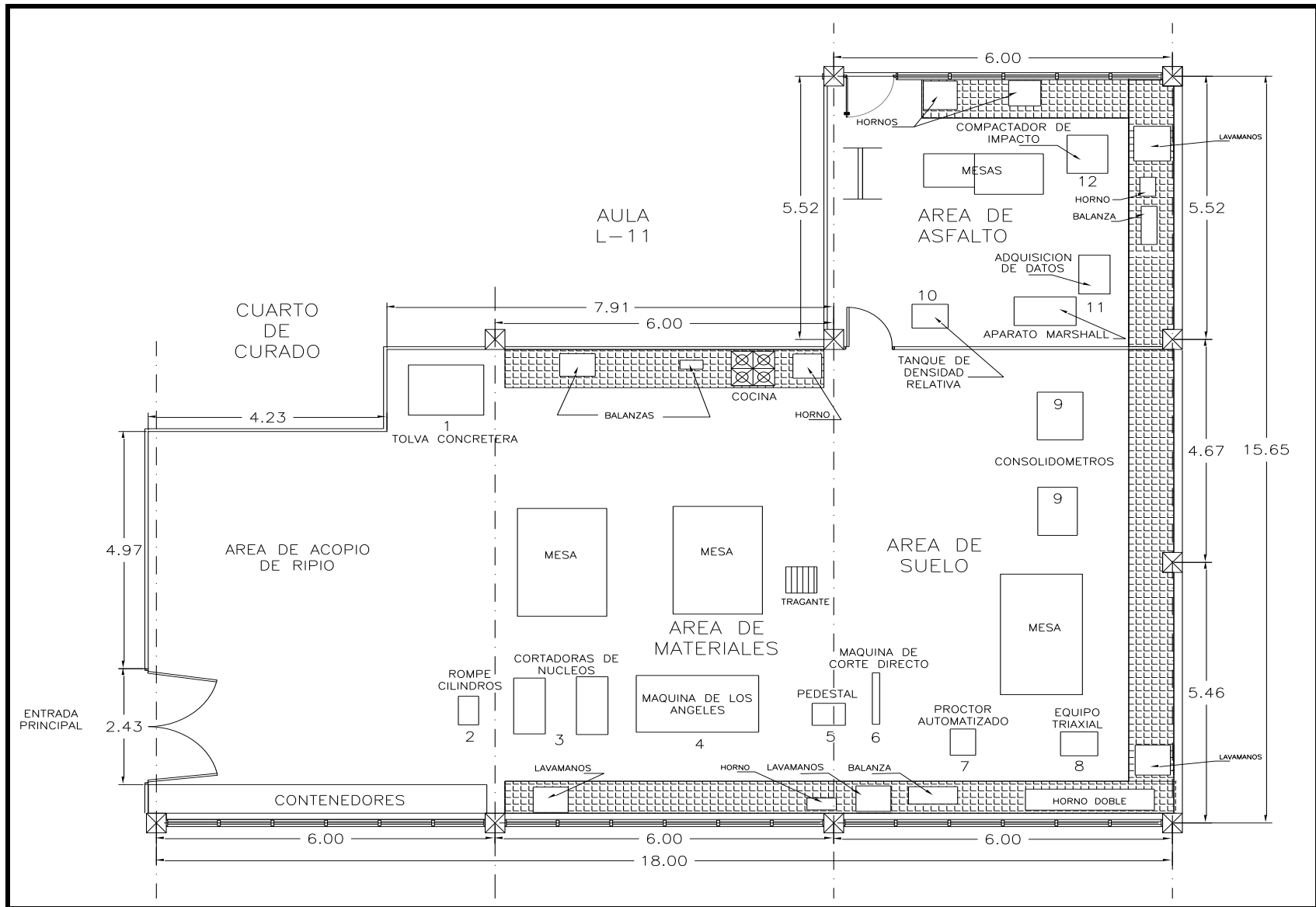


Figura 4.4 Disposición actual del equipo y áreas de trabajo en las instalaciones del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador, año 2009.



a) Área de materiales y Área de Suelos.



b) Área de Asfalto.

Figura 4.5 Áreas de trabajo del Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador, año 2009.

#### 4.6.2.2 Requerimientos mínimos para la instalación del equipo triaxial cíclico propuesto en el Laboratorio de Suelos y Materiales.

Los requerimientos mínimos que deben ser tomados en cuenta al momento de la instalación del equipo triaxial cíclico para lograr el buen funcionamiento y la confiabilidad de los datos obtenidos del mismo, se mencionan a continuación. Dichos requerimientos abarcan aspectos como: espacio físico necesario, instalación eléctrica y condiciones de temperatura, medidas de seguridad.

##### *Espacio físico necesario.*

A partir de la dimensión del equipo triaxial cíclico existente en el mercado dado por los fabricantes de este tipo de aparatos se dimensionó el espacio físico necesario para ubicarlo, requiriendo así un área mínima en planta de 2.51 m<sup>2</sup> en la cual se incluye el equipo de registro, accesorios, así como el espacio para la operación del mismo. El mueble donde se coloque el equipo debe ser capaz de soportar aproximadamente 305 Kg. cuando menos.

##### *Instalación eléctrica.*

Para el caso de la alimentación del equipo eléctrico seleccionado para la prueba, en general se demanda de una entrada monofásica de 110 V de corriente alterna para una frecuencia entre 50-60 Hz. Opcionalmente algunos de estos equipos disponen de una entrada de corriente alterna de 230 V. con una frecuencia entre 50-60 Hz. La tabla 4.31 resume los requerimientos eléctricos para cada una de las unidades.

**Tabla 4.31 Requerimientos de alimentación y frecuencia para los diversos equipos de la prueba Triaxial cíclica.**

EQUIPO	TIPO DE ALIMENTACIÓN	FRECUENCIA	TOMACORRIENTES REQUERIDOS
Prensa Digital	110 o 230 V/ AC	50/60 Hz.	1
Impresora	110 V/ AC	50/60 Hz.	1
Computador	110 o 230 V/ AC	50/60 Hz.	2

Debe considerarse que para una buena conexión, todas éstas deberán estar derivadas a tierra. Adicionalmente la instalación eléctrica debe de contar con un dispositivo de disparo dotado de un fusible (dado) en caso de sobrecargas, corto circuitos y fluctuaciones de corriente que puedan dañar al equipo. Por último, se recomienda la utilización de una planta eléctrica para evitar la pérdida de datos al momento de realizar pruebas de importancia.

### ***Condiciones de temperatura.***

El cuarto en el que se encuentre el equipo deberá ser tal que las fluctuaciones de la temperatura dentro del mismo estén a menos de  $\pm 4^{\circ}\text{C}$  ( $\pm 7.2^{\circ}\text{F}$ ) y no haya contacto directo con la luz del sol, lo anterior toma mayor relevancia al realizar los procesos de consolidación y carga cíclica durante la prueba, pues de ello depende obtener resultados confiables y con un grado de exactitud adecuado para la evaluación significativa del módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y la razón de amortiguamiento ( $\xi$ ).<sup>14</sup> Para lograr una temperatura estable, puede utilizarse un dispositivo de control de temperatura si se considera que la temperatura ambiente presenta fluctuaciones mayores de las toleradas.

### ***Medidas de seguridad.***

Dentro de las medidas más importantes de seguridad tanto para el personal como para la operación e instalación del equipo que deben considerarse se encuentran:

- a) Se recomienda realizar la lectura del “instructivo de operación del equipo” antes de desempacarlo, configurarlo y operarlo. Se debe remitir a la sección de “instalación” del instructivo de operación antes de la colocación respectiva.
- b) Al instalar el equipo debe tomarse en cuenta que es muy pesado (90 Kg.) no debiendo ser desempacado, deslizado o movido sin el equipo y la cantidad apropiada de personas para hacerlo. Debe recordarse siempre elevarlo con las piernas y no con la espalda para evitar lesiones en la columna.
- c) No debe utilizarse el equipo en manera distinta a la que es especificada por el instructivo de operación respectivo, pues el mal uso del mismo puede resultar en serios daños al personal.
- d) El equipo solamente debe ser conectado a la fuente de energía eléctrica correcta, esto es, de acuerdo a los requerimientos dados en la tabla 4.31 de esta sección. Una mala aplicación del

---

<sup>14</sup> ASTM D 3999-91 Sección 6.15 Pág. 7.

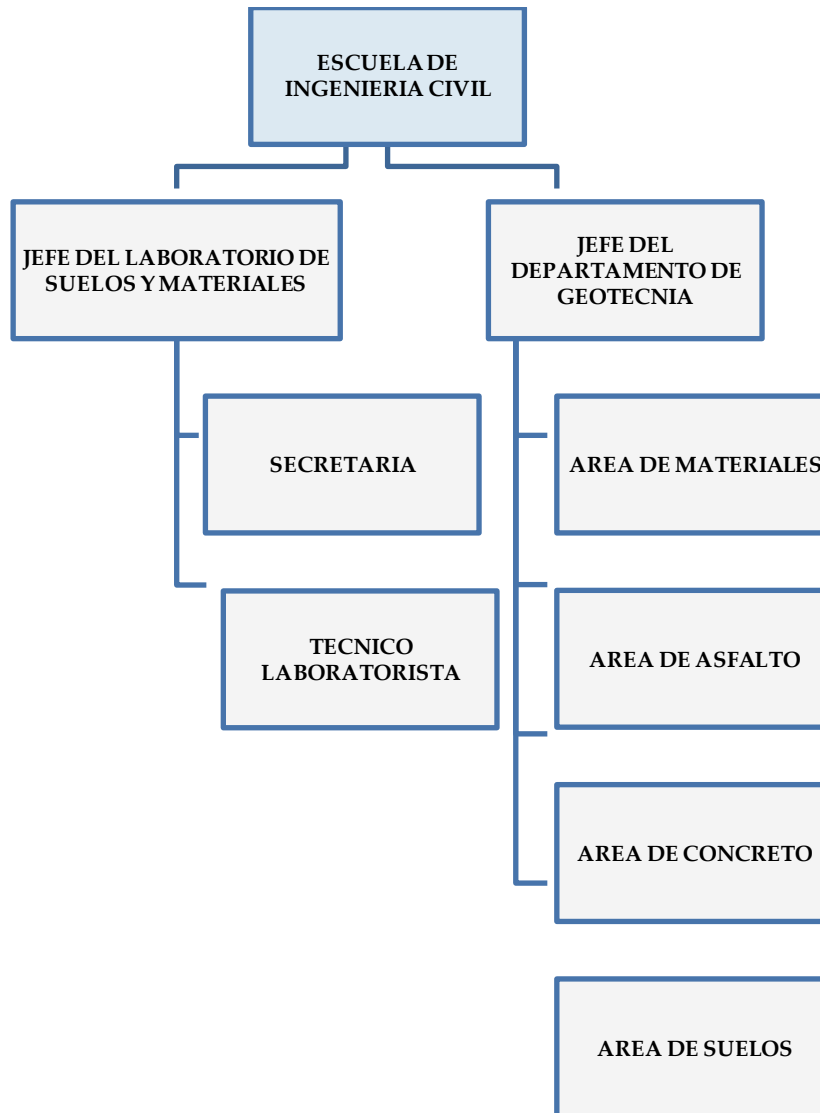
voltaje puede resultar en daños al equipo y peligros por electricidad. La configuración del voltaje apropiado también está dada en la cubierta del fusible del módulo de entrada del aparato.

- e) No se debe intentar operar el equipo con las cubiertas removidas.
- f) Por ningún motivo deberá operarse la máquina con las manos húmedas, esto con el objeto de evitar daños a partes sensibles de la misma, así como para salvar guardar la protección del personal ante un riesgo de choque eléctrico.
- g) La máquina deberá ser instalada en un banco nivelado capaz de soportar su peso bruto, los requerimientos para esto pueden verse en el apartado de “espacio físico” de esta sección. La máquina está provista con una pata ajustable para compensar cualquier desnivel o inclinación de la superficie del banco.

#### **4.6.3 RECURSO HUMANO.**

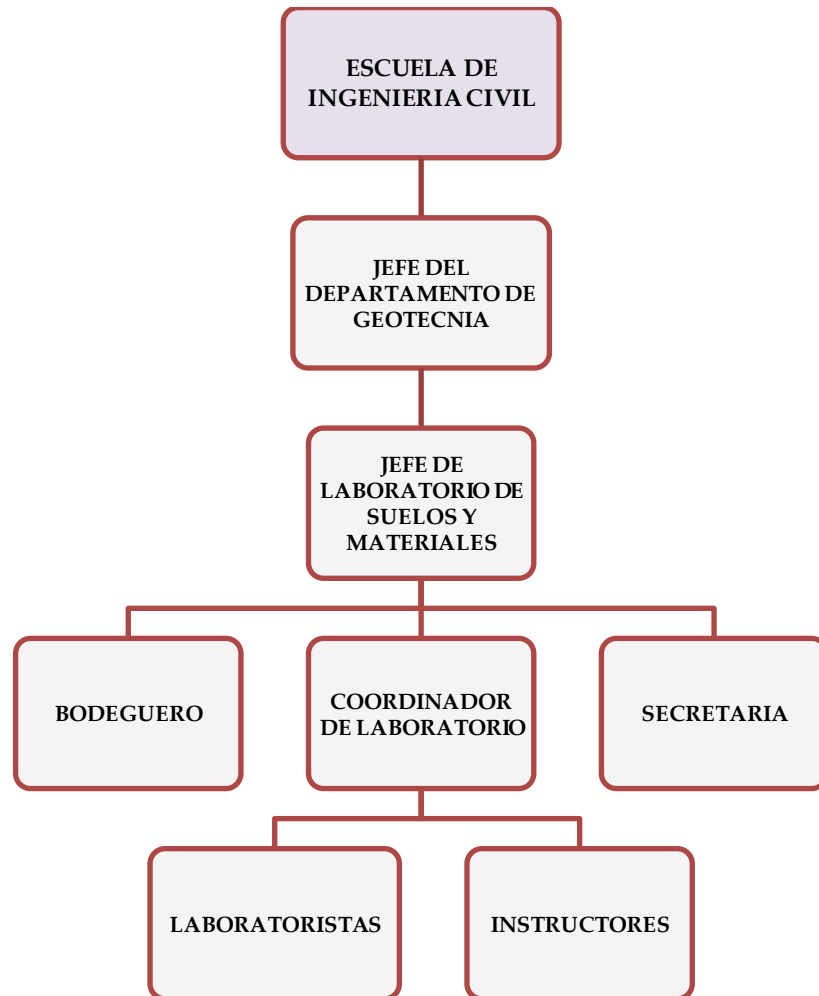
El personal idóneo para desarrollar las pruebas en el Laboratorio de Suelos y Materiales tanto en el área técnica como administrativa deberá cumplir un perfil específico, de igual modo se requiere de una estructura organizativa del mismo.

El esquema 4.1 muestra la estructura de cómo está organizado el personal del laboratorio y del departamento de Geotecnia, en donde el jefe de cada área respectiva está bajo las órdenes del director de la Escuela de Ingeniería Civil y estos a su vez tienen un personal a cargo; así por ejemplo el jefe del laboratorio cuenta con una secretaria y un técnico laboratorista. Mientras que el jefe del departamento de Geotecnia es el encargado de coordinar con los responsables de las áreas de: Materiales, asfalto, concreto y suelos, las actividades relacionadas a cada materia.



**Esquema 4.1 Organigrama del recurso humano actual del laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador (2009).**

El esquema 4.2 presenta una re-estructuración del personal requerido para las pruebas dinámicas partiendo de la organización actual en el Laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil (esquema 4.1) en el que se incluyen comprendiendo en ello los niveles jerárquicos involucrados, para que de esta forma se puedan asignar adecuadamente funciones, actividades/tareas, responsabilidades, autoridad y subordinación.



**Esquema 4.2 Organigrama del recurso humano con la introducción de las pruebas dinámicas en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador.**

#### **4.6.3.1 Personal requerido para la realización de pruebas dinámicas en el suelo.**

##### **a) Prueba Triaxial Cíclica.**

El personal necesario para el desarrollo de la prueba triaxial cíclica deberá estar compuesto por:

- ✓ 2 técnicos laboratoristas.

A continuación se hace una propuesta del perfil profesional que deberá cumplir el personal para el buen manejo del equipo; una buena realización de la prueba triaxial cíclica, así como en la correcta presentación de los resultados.

<b>CARGO: TÉCNICO LABORATORISTA.</b>
<p><b>Perfil profesional:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Ingeniero Civil con experiencia práctica en trabajo de laboratorio y/o estudios en las áreas de suelos.</li> <li>✓ Grado de laboratorista técnico II.</li> <li>✓ Conocimientos y habilidad en lo relacionado al manejo de equipo de laboratorio de ensayos de Mecánica de Suelos.</li> <li>✓ Conocimientos relacionados a la normativa ASTM de ensayos de suelos.</li> </ul>
<p><b>Nivel de competencia requerida:</b></p> <p><b>Educación y formación académica:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Título de Ingeniero Civil.</li> <li>✓ Bilingüe: español-inglés técnico o a lo sumo poder leerlo.</li> <li>✓ Manejo de paquete computacional: procesadores de texto, hojas de cálculo.</li> <li>✓ Manejo de equipo computacional.</li> </ul>
<p><b>Funciones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Dirigir las pruebas de laboratorio que sean solicitadas por la demanda del sector profesional.</li> <li>✓ Elaborar los reportes técnicos para cada prueba triaxial cíclica.</li> <li>✓ Vigilar que los usuarios del laboratorio hagan buen uso del equipo triaxial cíclico y accesorios.</li> <li>✓ Dar limpieza y mantenimiento al equipo triaxial cíclico.</li> <li>✓ Apoyo académico a los docentes que lo soliciten como parte de los programas de estudios de determinadas materias.</li> </ul>

**b) Prueba de refracción sísmica.**

El éxito de una prueba de refracción sísmica, como con la mayoría de las técnicas geofísicas, dependerá de muchos factores, uno de los más importantes es la capacidad de la persona(s) responsable de planificación, realización de la prueba e interpretación de los datos.

El personal necesario para el desarrollo de la prueba de refracción sísmica está compuesto por:

- 1 Ingeniero civil.



- 1 Técnico operador del sismógrafo para la adquisición de datos.
- 2 Auxiliares<sup>15</sup>.

### **Perfil para ingeniero.**

Esta persona será la encargada de la planificación en oficina y en algunas ocasiones la dirección de la prueba en campo.

<b>CARGO: INTERPRETACIÓN DE DATOS.</b>
<p><b>Perfil profesional:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Conocimientos en lo relacionado a manejo y uso del equipo de refracción sísmica.</li> <li>✓ Capacidad en dirección y manejo de personal.</li> </ul>
<p><b>Nivel de competencia requerida:</b></p> <p><b>Educación y formación académica:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Título de Ingeniero Civil.</li> <li>✓ Bilingüe: español-inglés técnico.</li> <li>✓ Conocimiento de paquetes de software; relacionados con el análisis de refracción sísmica y de procesamiento de datos como por ejemplo: Microsoft; Word, Excel, etc.</li> </ul>
<p><b>Funciones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Es encargado de planificar la inspección y en ocasiones dirigirla.</li> <li>✓ Análisis de datos.</li> </ul>

<sup>15</sup> Los auxiliares se contratarán de manera eventual para este tipo de pruebas.

### **Perfil para el técnico operador.**

Esta persona debe tener capacidad de comprensión de la teoría, de los procedimientos de campo, y de los métodos para interpretación de datos de refracción sísmica junto con una comprensión de la geología del sitio donde se realiza la inspección sísmica, será además el encargado de la conducción del equipo y el personal.

<b>CARGO: TÉCNICO OPERADOR.</b>
<p><b>Perfil profesional:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Conocimientos relacionados al manejo y uso del equipo de refracción sísmica.</li> <li>✓ Conocimientos de paquetes de software relacionados con el análisis de refracción sísmica y de procesamiento de datos como por ejemplo: Microsoft; Word, Excel, etc.</li> <li>✓ Dos años de experiencia en manejo de vehículo liviano (no indispensable).</li> <li>✓ Poseer licencia de manejo liviana.</li> </ul>
<p><b>Nivel de competencia requerida:</b></p> <p><b>Educación y formación académica:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Técnico en el área de Ing. civil como mínimo.</li> <li>✓ Ingles técnico a nivel de lectura.</li> </ul>
<p><b>Funciones:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Es encargado de dirigir la prueba y realizar la adquisición de datos.</li> <li>✓ Transporte de personal y equipo durante la prueba.</li> </ul>

**Perfil para auxiliar.**

Son encargados de actividades varias como la preparación del terreno, tendido de cables, colocación de los geófonos, etc.

<b>CARGO: AUXILIAR.</b>
<b>Requisitos:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>✓ Responsabilidad en el trabajo.</li><li>✓ Buena conducta.</li><li>✓ Capacidad para atender órdenes.</li></ul>
<b>Nivel de competencia requerida:</b> <b>Educación y formación:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>✓ Primaria completa.</li></ul>
<b>Funciones:</b> <ul style="list-style-type: none"><li>✓ Preparación del terreno previo a la prueba.</li><li>✓ Tendido de cables.</li><li>✓ Colocación de los geófonos.</li></ul>

#### 4.6.4 PRESUPUESTO DE LA PROPUESTA.

##### 4.6.5.1 Equipo de prueba triaxial cíclico<sup>16</sup>.

##### 1. Equipo.

Tabla 4.32 Costo del equipo Triaxial Cíclico.

DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	SUB TOTAL (\$)
<b>1) MARCO DE CARGA CÍCLICA</b>			
Marco de carga servo-neumático de 50 KN de capacidad, controlado por ordenador (PC) mediante el panel de 13 canales con 20 bits IMACS actuador y deposito de aire 220-240 V/60Hz/1Ph.	1	111,694.80	111,694.80
<b>SUB TOTAL (\$)</b>			111,694.80
<b>2) TRANSDUCTORES</b>			
Célula de carga de 25 KN de capacidad.	1	8,840.16	8,840.16
Transductor de desplazamiento axial de 25 mm de recorrido.	1	4,832.55	4,832.55
Aparato de cambio de volumen de 100 cc.	1	7,427.18	7,427.18
Transductor de presión de 1000 Kpa.	2	226.30	452.6
Transductor de presión de poros.	1	3,249.57	3,249.57
<b>SUB TOTAL (\$)</b>			24,802.06
<b>3) SISTEMA DE PRESIÓN</b>			
Panel de control para una cámara triaxial completa con medición de presión, dos reguladores de presión y válvula de distribución de dos vías.	1	3,313.67	3,313.67
Medidor de presión digital, rango de 0-1100 Kpa x 1 Kpa de división.	1	1,435.27	1,435.27

<sup>16</sup> Este equipo Triaxial Cíclico corresponde en su totalidad a la marca **CONTROL** cuyo proveedor es OXGASA; ya que fue la única cotización que se pudo obtener.

Blader interface aire/agua con cámara bandeda 1000 Kpa.	2	1,563.47	3,126.94
Compresor de aire de laboratorio, 10 bar/145, 220 V, 60 Hz, 1 fase.	1	1,967.58	1,967.58
Adaptador de conexión de tubo a compresor de aire ½ bsp a 8/6 tubo.	1	31.41	31.41
<b>SUB TOTAL (\$)</b>			9,874.87
<b>4) SISTEMA DE DESAIREACION DEL AGUA</b>			
Tanque de desaireacion de 23 litros de capacidad.	1	1,914.97	1,914.97
Trampa, colector de agua.	1	183.02	183.02
Válvula para el tanque de desaireación.	1	953.41	953.41
Bomba de vacio portátil 220 V, 60 Hz, 1 fase.	1	937.80	937.80
Tubo de goma de 6.5 x 12.5 mm de diámetro y 2 m de longitud, para la bomba de vacío.	1	25.64	25.64
Tubo de naylon de 6 x 8 mm de diámetro y 10 m de longitud.	1	78.84	78.84
Herramienta para cortar-encabezar tubo.	1	122.01	122.01
<b>SUB TOTAL (\$)</b>			4,215.69
<b>5) CÁMARA TRIAXIAL Y ACCESORIOS PARA MUESTRAS DE 50 mm DE DIÁMETRO.</b>			
Cámara triaxial para muestras de 50 mm de diámetro, presión máxima de trabajo 2000 Kpa.	1	3,117.74	3,117.74
Pedestal de 50 mm de diámetro, con dos puertos de presión de poros, para cámara triaxial de 100 mm.	1	292.77	292.77
Disco superior de 50 mm de diámetro con dos tubos de drenaje.	1	432.25	432.25
Disco superior de 50 mm (tipo vacio).	1	1,072.97	1,072.97
Disco perpex 50 mm de diámetro.	1	21.15	21.15

Par de discos porosos de 50 mm de diámetro.	2	67.14	134.28
Membranas de goma látex para muestras de 50 mm de diámetro x 355 mm de longitud (paquete de 10 piezas).	3	81.41	244.23
Anillos de sellado para muestras de 50 mm de diámetro (paquete de 10).	3	4.49	13.47
Herramienta para la colocación de las membranas de goma látex en las muestras de 50 mm de diámetro.	1	79.99	79.99
Herramienta para la colocación de los anillos de sellado en las muestras de 50 mm de diámetro.	1	28.43	28.43
Molde dividido en tres partes para muestras de 50 mm de diámetro.	1	1,013.05	1,013.05
Molde dividido en dos partes para muestras de 50 mm de diámetro.	1	326.07	326.07
Drenaje de papel filtro (paquete de 50) para muestras de 50 mm de diámetro.	1	30.45	30.45
Discos de filtro (paquete de 100) para muestras de 50 mm de diámetro.	1	33.01	33.01
Toma muestras de mano para muestras de 50 mm de diámetro.	1	599.33	599.33
<b>SUB TOTAL (\$)</b>			7,439.19
<b>6) CÁMARA TRIAXIAL Y ACCESORIOS PARA MUESTRAS DE 100 mm DE DIÁMETRO</b>			
Cámara triaxial para muestras de 100 mm de diámetro, presión máxima de trabajo 2000 Kpa.	1	6,192.57	6,192.57
Pedestal de 100 mm de diámetro, con dos puertos de presión de poros, para cámara triaxial de 100 mm.	1	433.37	433.37
Disco superior de 100 mm (tipo vacío).	1	1,226.25	1,226.25
Disco perpex 100 mm de diámetro.	1	35.56	35.56
Par de discos porosos de 100 mm de diámetro.	2	99.33	198.66

Membranas de goma látex para muestras de 100 mm de diámetro x 355 mm de longitud (paquete de 10 piezas).	1	208.96	208.96
Anillos de sellado para muestras de 100 mm de diámetro (paquete de 10).	1	9.61	9.61
Herramienta para la colocación de las membranas de goma látex en las muestras de 100 mm de diámetro.	1	198.43	198.43
Herramienta para la colocación de los anillos de sellado en las muestras de 100 mm de diámetro.	1	61.31	61.31
Molde dividido en tres partes para muestras de 100 mm de diámetro.	1	1,872.82	1,872.82
Molde dividido en dos partes para muestras de 100 mm de diámetro.	1	783.13	783.13
Drenaje de papel filtro (paquete de 50) para muestras de 100 mm de diámetro.	1	102.56	102.56
Discos de filtro (paquete de 100) para muestras de 100 mm de diámetro.	1	14.42	14.42
Toma muestras de mano para muestras de 100 mm de diámetro.	1	746.76	746.76
Instalación y puesta en marcha del equipo (aprox. 5 días)	-----	-----	13,650
<b>SUB TOTAL (\$)</b>			25,734.41
<b>COSTO TOTAL (\$)</b>			<b>184,192.03</b>

## 2. Mantenimiento.

Antes de realizar cualquier operación de ajuste y mantenimiento del equipo se debe de tomar muy en cuenta las siguientes consideraciones:

- ✓ El mantenimiento de este equipo debe ser realizado por un técnico en servicio calificado.
- ✓ Desconectar siempre la máquina antes de realizar cualquier trabajo de ajuste o mantenimiento.

- ✓ Limpiar el exterior de la máquina usando solamente un trapo húmedo y una pequeña cantidad de detergente sin blanqueador si es necesario.
- ✓ Un mal uso del voltaje puede resultar en daños eléctricos al equipo.

A continuación se detallan algunos de los elementos más importantes que intervienen en el mantenimiento del equipo, los cuales serán descritos a través de la tabla 4.33.

**Tabla 4.33 Costos de mantenimiento del equipo de ensayo Triaxial Cíclico.**

<b>ELEMENTO</b>	<b>TIPO DE MANTENIMIENTO</b>	<b>PERIODO DE TIEMPO</b>	<b>COSTO/MES (\$)</b>
Placa base.	Aceitar ligeramente su superficie (1/4 de galón cada 6 meses).	Cada vez que la máquina sea usada.	0.83
Marco de carga.	Aceitar muy ligeramente su parte superior (1/4 de galón cada 8 meses).	Cada mes.	0.63
Roscas de los tornillos, destornillando la placa base completa.	Aplicar de 2 a 3 chorros de aceite 20 W/50 dentro del agujero expuesto en el centro de la placa.	Cada 6 meses	0.83
Sistema eléctrico.	Reemplazo de fusible de doble polo teniendo ambos fusibles línea viva y neutra, en consecuencia dos fusibles.	Cada vez que hayan problemas en el sistema eléctrico.	5.00
<b>COSTO TOTAL/MES (\$)</b>			<b>7.29</b>

### **3. Recurso humano.**

En este apartado se define el costo del recurso humano para la prueba triaxial cíclica y de refracción sísmica a partir del personal existente en el Laboratorio de Suelos y Materiales.



Actualmente el laboratorio cuenta con los servicios a tiempo completo de un técnico laboratorista y de un Ingeniero que son los encargados de realizar las pruebas, los cuales se consideran suficientes para la ejecución de la prueba triaxial cíclica.

En cuanto a la prueba de refracción sísmica, se incluiría la intervención de estos dos profesionales además de un auxiliar contratado cada vez que se realice la prueba, este último bien puede ser una persona de la zona.

El costo en que se incurriría sería únicamente en la capacitación para ambas pruebas, prescindiendo de la contratación de nuevo personal, dicho costo se detalla en la tabla 4.34.

En el caso de la prueba Triaxial Cíclica la capacitación será proporcionada por un técnico de CONTROL proveniente de Estados Unidos que es donde se encuentra la Casa Matriz o México en un lapso de tiempo de dos días como máximo. El lugar en el que es dada la capacitación es elegido por la persona o entidad que paga el servicio, en este caso el Laboratorio, por lo que es recomendable que sea impartida en la Escuela de Ingeniería Civil, donde se encontraría el equipo.

**Tabla 4.34 Costo de capacitación de recurso humano.**

PRUEBA	COSTO (\$)			
	VIAJE	ESTADIA	CAPACITACION	SUBTOTAL (\$)
Triaxial cíclica <sup>17</sup>	700.00	400.00	500.00	1600.00
Refracción <sup>18</sup> Sísmica	—	—	500.00	500.00
<b>TOTAL (\$)</b>				<b>2100.00</b>

<sup>17</sup> Debido a las características del equipo la capacitación es proporcionada directamente por el fabricante a través de un técnico calificado, lo que implica incluir costos de viaje y estadía.

<sup>18</sup> Debido a que el país cuenta con algunas empresas que utilizan el equipo, la capacitación puede ser proporcionada por éstas mismas a través de personal calificado para realizarlas, esto implica que no es necesario tomar en cuenta costos de viaje y estadía.

#### 4.6.5.2 Equipo de refracción sísmica<sup>19</sup>.

##### 1. Equipo.

Tabla 4.35 Costos del equipo de Refracción sísmica.

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO (\$)	SUB TOTAL (\$)
Equipo de mediciones sísmicas, Sismógrafo de 24 canales marca: GEOMETRICS	1	33,200.00	33,200.00
Geófonos verticales de 14 Hz.	26	149.00	3,874.00
Geófonos horizontales de 14 Hz.	26	183.00	4,836.00
Cable de geófono multiconductor reversible de 24 canales	1	7,719.00	7,719.00
Cable disparador de 92 mt enrollado en carrete	1	2,739.00	2,739.00
Interruptor de rápido impacto para martillo	1	307.00	307.00
Placa de impacto de aluminio de 15x15x2.5 cm	1	133.00	133.00
Batería de 12 V. con cargador externo.	1	1,145.00	1,145.00
Software de análisis de refracción sísmica (software seismager/2D)	1	2,000.00	2,000.00
<b>COSTO TOTAL (\$)</b>			<b>55,953.00</b>

<sup>19</sup> La cotización del equipo de Refracción Sísmica corresponde a la casa distribuidora CORESA; ya que fue la única que pudo ser obtenida.

## 2. Mantenimiento.

Las consideraciones generales dadas en la sección 1.1 “costos de mantenimiento” para el equipo triaxial cíclico deben ser aplicadas de igual forma para el equipo de refracción sísmica previo a realizarse el mantenimiento del mismo. La tabla 4.36 enmarca los elementos más importantes del equipo de refracción sísmica que requieren de mantenimiento periódico.

**Tabla 4.36 Costos de mantenimiento para equipo de Refracción Sísmica.**

<b>ELEMENTO</b>	<b>TIPO DE MANTENIMIENTO</b>	<b>PERIODO DE TIEMPO</b>	<b>COSTO (\$)</b>	<b>COSTO/MES (\$)</b>
Geófonos verticales u horizontales.	Cambio completo de geófono.	6 años.	183.00 c/u	2.54
Cable de geófono multiconductor reversible.	Cambio completo de cable.	6 años.	7,719.00	107.20
Cable disparador de 92 m. enrollado en carrete.	Cambio completo de cable.	8 años.	2,739.00	28.50
Interruptor de rápido impacto para martillo.	Cambio completo	5 años.	307.00	5.11
<b>COSTO TOTAL/MES (\$)</b>				<b>143.35</b>

#### 4.6.5.3 Costo Total de la propuesta de equipamiento.

El costo total para la implementación de esta propuesta de equipamiento en el Laboratorio de Suelos y Materiales de la Universidad de El Salvador se muestra en la tabla 4.37 en la cual se detallan costos de equipo, mantenimiento y recurso humano para cada una de las pruebas.

Tabla 4.37 Costo total de la propuesta de equipamiento.

PRUEBA	COSTO (\$)			
	EQUIPO	MANTENIMIENTO <sup>20</sup>	RECURSO HUMANO	SUBTOTAL (\$)
TRIAXIAL CICLICA	184,192.03	874.80	1,600.00	186,666.83
REFRACCION SISMICA	55,953.00	17,202	500.00	73,655.00
<b>TOTAL (\$)</b>				<b>260,321.83</b>

<sup>20</sup> El costo de este rubro se realizó para un periodo de tiempo de 10 años.

**CAPITULO V: CONCLUSIONES Y  
RECOMENDACIONES**

## 5.1 CONCLUSIONES

1. En base a la investigación realizada, la cual fue estrictamente teórica, se puede concluir que para el diseño de fundaciones y estructuras, empleando como datos de entrada parámetros dinámicos del suelo se obtiene un mejor comportamiento estructural y resultados más confiables en lugar de utilizar correlaciones de los mismos.
2. Con las pruebas de laboratorio y de campo: Triaxial cíclica y Refracción Sísmica respectivamente, se obtienen las principales propiedades dinámicas del suelo de interés ingenieril a saber: Módulo de rigidez al esfuerzo cortante ( $G$ ), razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ); los cuales son parámetros importantes para todo tipo de estructuras a diseñar.
3. Nuestro país se encuentra en una zona de sismicidad alta, por lo que es necesario conocer el comportamiento esfuerzo – deformación debido a cargas cíclicas impuestas en el suelo. Este comportamiento es poco conocido para los suelos del país, el cual depende básicamente de sus propiedades estáticas; la utilización de equipos para pruebas dinámicas de laboratorio permitiría llevar a cabo investigaciones del comportamiento dinámico del suelo ante un sismo.
4. Debido a la amplia variedad de equipos que existen actualmente para la ejecución de las pruebas documentadas presentadas en este estudio, no es posible prescribir un método único de ensayo paso a paso, que sea compatible con las características de todos los equipos. Sin embargo las etapas expuestas de los procedimientos que se presentaron en el capítulo III tales como: consideraciones generales, preparación, montaje y ejecución, son comunes a cualquier prueba independientemente del modelo de equipo que se utilice.
5. La documentación de los procedimientos de las pruebas de campo y laboratorio fue estrictamente teórica, realizándose mediante la información proporcionada por el estándar ASTM<sup>21</sup>, los resultados de investigaciones científicas y de la experiencia de otros países en la ejecución de estas pruebas. La obtención de equipos para los tipos de pruebas mencionadas hubiera servido para reforzar y corroborar la validez de los procedimientos, el

---

<sup>21</sup> Annual Book of ASTM Standards 2003 Section Four “Construction”, Volume 04.08, Soil and Rock.

alcance de un mayor grado de detalle en cada una de sus etapas y una mejor descripción de los componentes de cada equipo.

6. La adquisición de un equipo de laboratorio o de campo debe realizarse de acuerdo a especificaciones técnicas basadas en Normas y en datos del fabricante, debiendo regir las primeras sobre las últimas, pues esto asegura que con el equipo adquirido se obtendrán resultados de pruebas confiables y dentro de las tolerancias que la Norma especifica.
7. Para la ejecución de las pruebas Triaxial cíclica y Refracción sísmica el ingeniero y el técnico laboratorista se encargaran de realizar esta labor, invirtiéndose únicamente en el costo de capacitación (\$2,100) lo que reduciría los costos en la implementación de la propuesta de equipamiento ya que se prescindiría de la contratación de nuevo personal.
8. El presupuesto de la propuesta de equipamiento se desglosa en los siguientes rubros: Equipo \$240,145.03; mantenimiento \$18,076.80; capacitación \$2,100.00; para un total de \$260,321.83. Dicho costo justifica los beneficios que aporta la implementación de la propuesta en áreas como: académica, científica y en lo referente al mejoramiento de las normativas para el diseño de estructuras en nuestro país.
9. La obtención del módulo dinámico al esfuerzo cortante ( $G$ ), razón de amortiguamiento ( $\xi$ ) y velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ) mediante pruebas dinámicas de campo y laboratorio permitirá que en los siguientes reglamentos de diseño se mejoren:
  - Norma Técnica para Diseño por Sismo:  
Que el **espectro de diseño** para el análisis dinámico dado en el apartado 5.2, el cual caracteriza el movimiento del terreno, debe ser obtenido directamente en el lugar donde se emplazara una estructura con categoría de ocupación I ó II. Con esta información el ingeniero estructurista y de cimentaciones podrá estimar los efectos sísmicos de la estructura del edificio y su cimentación.
  - Norma Técnica para Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes:  
El diseño de las estructuras de cimentación, en las cuales no solo se tome en cuenta la **capacidad de carga** del suelo dada por los ensayos de penetración estándar, sino también el de considerar las propiedades dinámicas del suelo para evaluar el comportamiento de las mismas ante un evento sísmico.

Para el diseño de taludes, complementar las investigaciones geotécnicas con estudios para la estimación de la respuesta dinámica de un depósito de suelo, lo cual consistiría en la construcción de un modelo matemático para éste que considere su masa ( $m$ ), módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) y amortiguamiento ( $\xi$ ) propio de cada estrato. Este modelo se someterá al análisis para sismos con diferentes características aplicados en la base rocosa lo cual servirá para evaluar su comportamiento ante cargas dinámicas.



## 5.2 RECOMENDACIONES.

1. La documentación de los métodos de prueba se realizó de manera teórica, debido a la ausencia de equipo en nuestro medio para la realización de la mayoría de las pruebas que fueros propuestas, por lo que para comprobar la funcionalidad de los procedimientos de los métodos de prueba, se recomienda llevarlos a cabo y realizar de ser necesario ajustes en los que se haya verificado que ciertas etapas del ensayo no proceden.
2. En este trabajo de investigación se documentaron cuatro pruebas de laboratorio y dos de campo, lo cual obedeció al conocimiento que ya se tiene de cada una de ellas en nuestro medio, sin embargo se recomienda documentar otras pruebas afines a las que aquí se presentaron, tales como: Prueba Down-hole y Up-hole, Pulso Ultrasónico, Péndulo de Torsión.
3. Para la documentación del método de prueba Corte Simple Cíclico no se contó con una norma específica que lo respaldara, por lo que si existe un método en el cual se encuentre bajo la designación de una norma internacional se corrobore la validez de cada una de las etapas del que consta el método de prueba que aquí se presentó.
4. En la medida de lo posible la Escuela de Ingeniería Civil debe crear las condiciones necesarias para incursionar en el área de la Dinámica de Suelos a nivel experimental cuyo propósito puede ser alcanzado con la implementación de la propuesta de equipamiento que se presenta en este trabajo de graduación, la cual no pretende dar un plan minucioso para conocer a fondo esta vasta área, sino mas bien lineamientos generales que sirvan de base para su posterior desarrollo.
5. Se recomienda la consideración de las propiedades dinámicas tales como: Módulo Dinámico al Esfuerzo Cortante ( $G$ ), razón de amortiguamiento ( $\xi$ ), Módulo de elasticidad dinámico ( $E_d$ ) y velocidad de ondas de corte ( $V_s$ ) en las normas técnicas de Diseño por Sismo y Cimentaciones las cuales son de mayor uso en nuestro país para el diseño de cualquier obra civil, ya que dichas propiedades son las que mejor caracterizan el movimiento del suelo ante cargas cíclicas como las provocadas por sismos.

6. Para la ubicación del equipo **Triaxial Cíclico** así como el de **Refracción Sísmica** en el Laboratorio de la Escuela de Ingeniería Civil, se recomienda tomar las consideraciones necesarias para que éste no quede cercano a equipos de impacto ya que dichas vibraciones interferirían en la sensibilidad que posee este tipo de equipo.
7. Es importante al momento de adquirir un equipo, contar no solo con el costo del mismo, también existen factores que consecuentemente vienen involucrados y deben ser tomados en cuenta como: costos de mantenimiento, costos de personal, requerimientos mínimos de instalación del equipo. Tomando en cuenta todos esos factores se puede asegurar una buena adquisición de cualquier equipo.
8. Se recomienda la elaboración de una propuesta de equipamiento, aparte de la aquí presentada, que involucre otros ensayos alternando con pruebas de campo y laboratorio los cuales pueden ser: Prueba Columna Resonante, Cross-Hole o Corte Simple Cíclico.

## GLOSARIO

**Amortiguamiento ( $\xi$ ):** Reducción en la amplitud de vibración de un cuerpo o sistema debido a la disipación de energía interna o por radiación.

**Análisis dinámico:** Análisis que toma en cuenta el efecto reversible y las variaciones en el tiempo de las acciones sísmicas sobre una estructura

**Análisis estático:** Análisis que toma en cuenta solamente las condiciones gravitacionales de las acciones sobre una estructura

**Anisotropía:** Una masa que tiene diversas características en diferentes direcciones en cualquier punto dado de la misma.

**Consolidación:** Proceso de expulsión de agua cuando el suelo está saturado que provoca una disminución de volumen. La consolidación puede durar desde un instante hasta años, dependiendo de la permeabilidad del suelo.

**Curva edométrica:** Curva que se obtiene al representar en abscisas el logaritmo de las presiones efectivas aplicadas y en ordenadas los índices de poros alcanzados tras la consolidación bajo dichas cargas.

**Esfuerzo:** Fuerza por unidad de área actuando dentro de una masa de suelo.

**Esfuerzo Desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ):** La diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el esfuerzo principal menor en una prueba triaxial.

**Esfuerzo principal ( $\sigma_1$ ):** El esfuerzo normal a uno de los tres planos principales perpendiculares mutuamente en el cual los esfuerzos cortantes en un punto del cuerpo son cero.

**Esfuerzo cortante ( $\tau$ ):** Esfuerzo dirigido paralelo a la superficie del elemento a través del cual este actúa.

**Espécimen:** Pieza o cantidad tomada o preparada de una muestra para realizar pruebas.

**Frecuencia ( $f$ ):** Número de ciclos que ocurren en una unidad de tiempo.

**Frente de ondas:** Una superficie continua sobre la cual la fase de una onda que progresa en tres dimensiones es constante, o una línea continua a lo largo de la cual la fase de una onda superficial es constante.

**Fuerza Normal:** una fuerza perpendicular a la superficie del elemento de suelo a través de la cual ésta actúa.

**Histéresis:** Recuperación incompleta de la deformación durante un ciclo de descarga debido a la disipación de energía.

**Material isotrópico:** Material cuyas propiedades no varían con la dirección.

**Modelo matemático:** Representación de un sistema físico mediante expresiones matemáticas a partir de las cuales el comportamiento del sistema puede ser deducido con precisión.

**Módulo edométrico:** Se define para cada escalón de carga de una curva edométrica, como la relación existente entre el incremento de tensiones efectivas y la deformación unitaria vertical.

**Muestra:** Pieza o cantidad de material a granel que ha sido seleccionado por cierto proceso de muestreo.

**Muestra inalterada:** Es aquella que ha sido obtenida por métodos en los cuales se han tomado todas las precauciones para minimizar su alteración y conservar la estructura natural del terreno hasta el momento del ensayo.

**Muestra alterada:** Parte representativa del suelo que ha perdido alguna propiedad, porque no se ha tomado con unas precauciones específicas, pero que sigue siendo representativa del suelo del que procede al menos en la propiedad que se va a estudiar.

**Presión efectiva ( $\sigma$ ):** Presión en exceso sobre la presión neutra que se localiza exclusivamente en la fase sólida del suelo.

**Potencial de licuefacción:** Capacidad de un suelo para licuar o desarrollar movilidad cíclica.

**Relación de vacíos ( $e$ ):** la relación del volumen de espacio al volumen de las partículas sólidas en una masa de suelo dada.

**Velocidad Sísmica:** La velocidad de las ondas sísmicas en una formación geológica.

**Vibración:** Una oscilación donde la cantidad es un parámetro que define el movimiento de un sistema mecánico.

**Vibración lineal:** Es una vibración en la cual la trayectoria de un punto tiene lugar según una línea recta.

## **BIBLIOGRAFÍA.**

### **LIBROS**

1. American Society for testing and materials. A simposyum sponsored by ASTM committee D-18 on soil and Rock for engineering purposes ASTM. “Dynamic geotechnical testing ASTM STP 654”. Denver, Colorado, 28 june 1977/1978.
2. Asociación Costarricense de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones [1994] Código de Cimentaciones de Costa Rica. Editorial Tecnológica de Costa Rica. p.150.
3. ASTM D 3999-91 [2003] “Método de Prueba Estándar para la Determinación del Módulo y Amortiguamiento del Suelo usando el Aparato Triaxial Cíclico (Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus), Philadelphia, U.S.A. ASTM volumen 04.08.
4. ASTM D 5311-92 [2003] “Método Estándar de Ensayo para la Fuerza Triaxial Cíclica con Carga Controlada del Suelo (Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil), Philadelphia, U.S.A. ASTM volumen 04.08.
5. ASTM D 4015-92 [2003] “Método de Prueba Estándar para la Determinación del Módulo y Amortiguamiento del Suelo por el Método de la Columna Resonante (Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by the Resonant-Column Method)”.
6. ASTM D 4428/ 4428—00 [2003]”Método de prueba estándar para el Ensayo de Pozo Cross-hole (Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing)”.
7. ASTM D 5777-95 “Ensayo de Refracción Sísmica, Guía Estándar para el uso del Método de Refracción Sísmica en la Investigación Subsuperficial ASTM (Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation)”.
8. Bowles Joseph E. [1982] Propiedades Geofísicas de los Suelos. Editorial McGraw Hill. Bogotá, Colombia.

9. Castellón Flores O. et al, “Instrumentación y automatización del equipo triaxial cíclico MTS (Instrumentation and automatization to the cyclic triaxial equipment MTS)”, Instituto Mexicano de la Tecnología del Agua, México.
10. CENAPRED [1999] Curso sobre Diseño y Construcción Sismo resistente de Estructuras, 1ª edición. México.
11. Colindres Selva Rafael [2001] Notas sobre los terremotos en El Salvador: El Problema Sísmico de El Salvador, San Salvador, El Salvador, C.A. Editorial Fundasísmica.
12. Colindres Selva Rafael [1994] Manual de Diseño Sísmico. Editorial Universitaria. San Salvador, El Salvador. 1ª. Edición.
13. Colindres Selva Rafael [1994] Interacción de Suelos y Estructuras. Algier’s Impresores, S.A de C.V. San Salvador, El Salvador, C.A. 1ª. Edición.
14. Colindres Selva Rafael [1983] Dinámica de Suelos y Estructuras Aplicadas a la Ingeniería Sísmica. San Salvador, El Salvador, C.A. Editorial Limusa. México.
15. Das Braja M. [2006] Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Thomson Editores. 5ª. Edición. México D. F.
16. Díaz Rodríguez Abraham [2006] Dinámica de Suelos. Editorial Limusa Noriega Editores. México D.F.
17. D. J. Dowrick. [1984] Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos para Ingenieros y Arquitectos. editorial Limusa. México D.F.
18. E. Rosenblueth et al. [1976] Fundamentos de Ingeniería Sísmica. Editorial Diana. México D.F.
19. ELE Internacional. Equipos para Ensayos de Materiales de Construcción. 5º edición. SOILTEST productos.

20. CONTROLS [2000] Equipos de Ensayos para la Industria de la Construcción 5° edición. Catalogo.
21. Juárez Badillo, Eulalio [1967] Mecánica de Suelos. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos. México, Limusa.
22. Ministerio de Obras Publicas [1994] Norma Técnica para el Diseño de Cimentaciones y Estabilidad de Taludes. El Salvador.
23. Ministerio de Obras Publicas [1994] Norma Técnica para Diseño por Sismo, Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. El Salvador.
24. Novelo, David [2001] Sismicidad en Centroamérica, CEPREDENAC, Panamá.
25. L. Collarte et al [2004] "Estimación de la historia de precarga cíclica de un suelo, con ayuda del potencial de licuación", Síntesis Tecnológica. N° 1, Valdivia-Chile, pág. 24.
26. Peter L. Berry et al. [1993] Mecánica de Suelos. Editorial McGraw Hill Interamericana S.A. Santa Fé de Bogotá, Colombia.
27. Shamsheer, Prakash [1981] Soil Dynamics. Editorial McGraw Hill, E.E.U.U.
28. Terzaghi Karl [1958] Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica; Argentina: El Ateneo, 2ª Edición, pp. 131.
29. Vallejo Luis I. [2002] Gonzales de et Al, Ingeniería Geológica; Madrid: Person Educación.
30. Zeevaert, Leonardo [1978] "Algunos aspectos sísmicos de San Salvador, El Salvador, C.A.", Conferencia Centroamericana de Ingeniería Sísmica, Ministerio de Obras Publicas de El Salvador, pp.297-307.
31. Zeevaert Leonardo W. "Teoría y Práctica del Péndulo de Torsión". Estudios de Postgrado, Facultad de Ingeniería UNAM.
32. Zeevaert Leonardo [1980] Interacción Suelo Estructura de Cimentación. Editorial Limusa. México D.F.

**TESIS**

33. Aguilar, R.A et Al. [1984] Criterios geotécnicos de microzonificación y estimación de las propiedades de los suelos del Área Metropolitana de San Salvador, Tesis preparada para optar al grado de Ingeniero Civil en la Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”, San Salvador, El Salvador.
34. Aquino Guardado, José Anastasio, et Al. [2001] Licuefacción: Estudio y aplicación a los terremotos de enero y febrero de 2001. Tesis UCA, San Salvador.
35. Argueta Herrera, A, J. Avilés, G. Salazar [1991] Evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo en condiciones de drenaje, tesis para optar al grado de ingeniero civil en la Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”, San Salvador, El Salvador.
36. Azahar Avendaño Salvador A. et Al [2005] Diseño de Aparato de Medición de Parámetros Dinámicos del Suelo en Laboratorio, Tesis UCA, San Salvador.
37. Calderón, William Roberto [1983] Análisis dinámico de sistemas de un grado de libertad e ilustración de la aplicación de los métodos de análisis sísmico estático no lineal. Ingeniería Civil. UCA. San Salvador, El Salvador.
38. Cancela Rey María Dolores [1987] “Comportamiento geotécnico de presas de residuos bajo acciones estáticas y dinámicas”. Tesis doctoral Escuela técnica superior de ingenieros de caminos, canales y puertos de la Universidad politécnica de Madrid.
39. Castaneda Villatoro, J.D., J. Menéndez [1996] Correlaciones entre propiedades mecánicas, estáticas y dinámicas en los suelos del área metropolitana de San Salvador primera parte, trabajo de graduación para optar al grado de ingeniero civil en la Universidad Centroamericana “José Simeón Cañas”, San Salvador, El Salvador.



40. García Trejo, Sandra Lisseth et al [2006] “Propuesta de un manual de laboratorio de Mecánica de Suelos conforme a la norma ASTM 2003”, Tesis preparada para optar al grado de Ingeniero Civil en la Universidad de El Salvador, San Salvador, El Salvador, Pág. 26-32.
41. Méndez Herrera María Patricia [1983] Evaluación de uso del péndulo de torsión libre como instrumento para la determinación de la velocidad de ondas de corte en el suelo. T.BG. Ingeniería Civil. UCA. San Salvador, El Salvador.
42. Rosales Climent Cristina Isabel [2001] “Sobre el Comportamiento Sísmico de los Depósitos de Suelos del Área de Cañaveralejo, Cali, Colombia”. Tesis Universidad del Valle, Santiago de Cali, Colombia.

#### **DIRECCIONES DE INTERNET.**

1. <http://www://F/Ondas%20Sísmicas.htm>
2. <http://www://F/tema5.htm>
3. <http://luisraygado Rojas.blogspot.com/2008/08/ensayos-para-obtener-parametros-dinamicos.html>
4. <http://eleusa.com/pdf/spanish/triaxial.pdf>
5. <http://www.Cedex.com>
6. <http://www.used-line.com>
7. <http://www.kgs.ku.edu.Geophysics.OFR.2006>
8. <http://osso.univalle.edu.co/doc/contiv/Tesis-cris-DocumentoFinal-13septiembre2001.pdf>
9. <http://www.soiltest.com>
10. <http://www.oxgasa.com>

# **ANEXOS**

**ANEXO 1.**

**COTIZACIÓN DE LA PRUEBA TRIAXIAL CÍCLICA**

**ANEXO 2.**

**COTIZACIÓN DE LA PRUEBA DE REFRACCIÓN SÍSMICA**