

**CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE SUELOS; ESTADO DEL ARTE E
IMPLEMENTACION DEL LABORATORIO**

DIANA ISABEL CEPEDA GOMEZ

LEYDI BIBIANA ARENAS LOPEZ



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2010**

**CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE SUELOS; ESTADO DEL ARTE E
IMPLEMENTACION DEL LABORATORIO**

DIANA ISABEL CEPEDA GOMEZ

LEYDI BIBIANA ARENAS LOPEZ

Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
Ingeniero Civil

DIRECTOR

Ingeniera Civil. Ms.c, HEBENLY CELIS LEGUIZAMO



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

AGRADECIMIENTOS

A nuestra Alma Mater y en especial a la Escuela de Ingeniería Civil, la cual por medio de su profesorado nos formo hasta alcanzar este logro.

A nuestra directora Hebenly Celis Leguizamo, quien oriento nuestro trabajo.

A los profesores Wilfredo del Toro, Jaime Suárez y al Ingeniero Carlos Andrés Millán Páramo y demás personas que colaboraron con su atención e información durante el desarrollo de este trabajo.

DEDICATORIA

*A quien me dio la voluntad y fuerza,
y me recuerda todos los días la razón por la que
estoy en este punto del camino.*

*A mi Madre Esperanza y mis hermanos por ser ejemplo y apoyo.
Por creer en mí incondicionalmente.*

*A Leydi por ser el complemento necesario en este logro
y a mis amigas por su compañía en este tiempo de formación.*

Diana Cepeda

DEDICATORIA

*A mi Señor, Jesús, quien me dio la fe, la fortaleza,
y la salud para terminar este logro.*

*A mi Madre, Ofelia, ya que gracias
a ella soy quien soy hoy en día.*

*A Carlos Andrés el gran y único amor de mi vida,
quien con su amor y apoyo incondicional
me lleno de seguridad para poder terminar
con este objetivo.*

*A mi hija Sofía que con sus ojitos y cariño me dan la fuerza necesaria para estar de pie
y con la cabeza en alto para enfrentar cualquier situación por difícil que sea.*

A Diana por ser el complemento necesario en este logro.

Leydi Arenas.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	1
1. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS	3
1.1 GENERALIDADES SOBRE DE LAS ONDAS SÍSMICAS	4
1.1.1 TIPOS DE ONDAS	4
1.1.1.1 Ondas internas	4
1.1.1.2 Ondas Superficiales	4
1.1.2 PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS SÍSMICAS INTERNAS	5
1.1.2.1 Ecuaciones de movimiento para propagación de ondas.....	6
1.1.2.2 Reflexión y Refracción de ondas elásticas.....	11
1.2 ESTADOS DE ESFUERZO.....	13
2. DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS	16
2.1 MODULO CORTANTE G.....	17
2.1.1 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA.....	20
2.1.2 DETERMINACIÓN DE LA CURVA HISTERÉTICA.....	23
2.2 AMORTIGUAMIENTO EN SUELOS.....	28
3. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN.....	34
DINÁMICA DE SUELOS.	34
3.1 INTRODUCCION.....	35
3.2 MÉTODOS PARA EVALUAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO.....	37
3.2.1 PRUEBAS DE LABORATORIO.....	37
3.2.1.1 Ensayos de Baja Deformación	37
3.2.1.2 Ensayos de Alta Deformación	37
3.2.2 PRUEBAS DE CAMPO	38
3.2.2.1 Ensayos de campo de Bajo Deformación.....	38
3.2.2.2 Ensayos de campo Alta Deformación.....	38
3.3 PRINCIPALES PRUEBAS DE LABORATORIO EMPLEADAS EN LA CARACTERIZACIÓN DINAMICA DE SUELOS	39

3.3.1 ENSAYOS DE BAJA DEFORMACIÓN	39
3.3.1.1 Ensayo De Columna Resonante	39
3.3.1.2 Ensayo De Pulso Ultrasónico	48
3.3.1.3 Ensayo De Elementos Piezoeléctricos Bender Element	51
3.3.2.1 Ensayo Triaxial Cíclico	55
3.3.2.2 Cortante Simple Directo Cíclico	72
3.3.2.3 Ensayo De Corte Torsional Cíclico	76
3.3.2.4 Mesa Vibratoria	80
3.3.2.5 Ensayo de Centrifuga	87
4. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.....	92
4.1 TABLA RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO	93
4.2 EQUIPOS Y PRUEBAS REALIZADAS ACTUALMENTE EN EL LABORATORIO DE SUELOS DE LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER.....	94
4.3 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	96
BIBLIOGRAFÍA.....	98

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: ESQUEMA GRÁFICO SOBRE LOS TIPOS DE ONDAS Y LA DEFORMACIÓN AL PROPAGARSE EN EL SUELO	5
FIGURA 2: DERIVACIÓN DE LAS ECUACIONES DE MOVIMIENTOS EN UN MEDIO ELÁSTICO. NOTACIÓN PARA LOS ESFUERZOS NORMALES Y CORTANTES EN UN SISTEMA CARTESIANO COORDINADO	6
FIGURA 3: PLANO DE ONDA A TRAVÉS DE UN MEDIO ELÁSTICO CON UN PLANO DE BORDE	9
FIGURA 4: REFLEXIÓN Y REFRACCIÓN DE (A) UNA ONDA P, (B) UNA ONDA SH, (C) UNA ONDA SV	12
FIGURA 5: ESTADO DE TENSIONES Y DE DEFORMACIONES	13
FIGURA 6: (A) CONDICIONES DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN IMPUESTAS EN UN ELEMENTO DE SUELO BAJO EL NIVEL DE UNA SUPERFICIE DE TIERRA EN CUATRO MOMENTOS DIFERENTES. (B) CÍRCULO DE MOHR UBICACIÓN DE POLOS Y ORIENTACIÓN DE LOS EJES DE ESFUERZO PRINCIPAL	14
FIGURA 7: ESQUEMA PARA LA MEDICIÓN DE ESFUERZO CORTANTE	17
FIGURA 8: DIAGRAMA ONDAS TORSIONANTES EN UNA BARRA	20
FIGURA 9: NATURALEZA DE LA VARIACIÓN DEL MODULO CORTANTE CON LA DEFORMACIÓN	24
FIGURA 10: DEFINICIÓN DE τ_{max}	25
FIGURA 11: VALORES DE k_2 PARA ARENAS A DIFERENTES DENSIDADES RELATIVAS	26
FIGURA 12: VALORES DE k_2 PARA GRAVAS	27
FIGURA 13: VIBRACIÓN LIBRE DE UN SISTEMA DE MASA-RESORTE CON AMORTIGUAMIENTO	30
FIGURA 14: CURVA HISTERÉTICA DE ESFUERZO DEFORMACIÓN PARA CARGA CÍCLICA AXIAL	32

FIGURA 15: ESQUEMA DEL SISTEMA DE COLUMNA RESONANTE	39
FIGURA 16: DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA DE LA DEFORMACIÓN EN LA PROBETA	42
FIGURA 17: GRAFICA DE LA AMPLITUD DE VIBRACIÓN- NUMERO DE CICLOS PARA LE DETERMINACIÓN DEL DECREMENTO LOGARÍTMICO	43
FIGURA 18: ESQUEMA DE LA DISPOSICIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN PARA EL ENSAYO	44
FIGURA 19: DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE UN APARATO TÍPICO DE PULSO ULTRASÓNICO	48
FIGURA 20: ELEMENTO PIEZOELÉCTRICO BENDER ELEMENT	50
FIGURA 21: DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE EQUIPO DE ENSAYO MODIFICADO DE COLUMNA RESONANTE Y CORTANTE TORSIONAL CON ADAPTACIÓN DE BENDER ELEMENTS	52
FIGURA 22: ESQUEMA DEL EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO UTILIZADO EN LOS ENSAYOS DEL PRESENTE TRABAJO	55
FIGURA 23: ESTADO DE TENSIONES PARA UN ENSAYO TRIAXIAL CÍCLICO EN DIAGRAMA P-Q	56
FIGURA 24: CAMINO DE TENSIONES EN DIAGRAMA P-Q PARA ENSAYO SIN PRECARGA	63
FIGURA 25: DEFORMACIÓN UNITARIA VERTICAL PARA ENSAYO SIN PRECARGA.	64
FIGURA 26: CAMBIO EN LA GEOMETRÍA DE LA MUESTRA DEBIDO A LA PRECARGA CÍCLICA NO DRENADA	68
FIGURA 27: ESQUEMA DEL EQUIPO DE ENSAYO CORTANTE DIRECTO CÍCLICO	71
FIGURA 28: EJEMPLO DE RESULTADOS TÍPICOS DE UN ENSAYO DE CARGA CÍCLICA CON VOLUMEN CONSTANTE	73
FIGURA 29: APARATO DE CILINDRO HUECO	75
FIGURA 30: EQUIPO TORSIONAL CILÍNDRICO HUECO	76

FIGURA 31: ESQUEMA DE LOS APARATOS DE CORTE CÍCLICO DE TORSIÓN CARGA DE PRUEBA	77
FIGURA 32: RESULTADOS TÍPICOS ENSAYO TORSIONAL CILÍNDRICO HUECO	78
FIGURA 33: MESA VIBRATORIA CON CONTENEDOR DE SUELO PARA LA INVESTIGACIÓN DE LA PRESIÓN DINÁMICA DE TIERRAS	79
FIGURA 34: SIMULADOR SÍSMICO ESQUEMA DE AUTOMATIZACIÓN DE LA MESA VIBRATORIA	82
FIGURA 35: ESQUEMA GENERAL SIMULADOR SÍSMICO	83
FIGURA 36: SECCION TRANVERSAL DE UNA CENTRIFUGA GEOTÉCNICA	88
FIGURA 37: CURVA HISTERÉTICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN CORTANTE PARA DIFERENTES PROFUNDIDADES	90

LISTA DE TABLAS

TABLA 1: CAMBIOS EN LAS PROPIEDADES DEL SUELO CON LA DEFORMACIÓN DE CORTE Y MODELOS CORRESPONDIENTES	18
TABLA 2: CARACTERÍSTICAS DE PROCEDIMIENTOS DE ENSAYO PARA LA DETERMINACIÓN DEL MÓDULO G Y AMORTIGUAMIENTO	19
TABLA 3: ENSAYOS, MODELOS Y PROPIEDADES DEL SUELO	35
TABLA 4: CARACTERÍSTICAS DE LA ARENA UTILIZADAS EN EL ENSAYO	59
TABLA 5: RESUMEN DE DATOS. SIETE ENSAYOS SIN PRECARGA CÍCLICA	61
TABLA 6: PRECARGA CÍCLICA DRENADA. PRECARGA CON $\Delta\Sigma_1 = 50$ KPA Y N = 10	62
TABLA 7: ENSAYOS CON PRECARGA CÍCLICA DRENADA. PRECARGA CON $\Delta\Sigma_1 = 50$ KPA Y N = 100	66
TABLA 8: ENSAYOS CON PRECARGA CÍCLICA DRENADA. PRECARGA CON $\Delta\Sigma_1 = 30$ KPA Y N = 10	67
TABLA 9: LEYES DE ESCALA	89

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

FOTO 1: CÁMARA TRIAXIAL DE COLUMNA RESONANTE CENAPRED MÉXICO	38
FOTO 2: EQUIPO DE ENSAYO DE PULSO ULTRASÓNICO	46
FOTO 3: ENSAYO DE ELEMENTOS PIEZOELÉCTRICOS BENDER ELEMENTS	49
FOTO 4: EQUIPO DE BENDER ELEMENTS, PIEZA SUPERIOR E INFERIOR	51
FOTO 5: EQUIPO TRIAXIAL CÍCLICO EQUIPO PERTENECE AL LABORATORIO DE DINÁMICA DE SUELOS DE LA RUHR UNIVERSIDAD DE LA CIUDAD DE BOCHUM EN ALEMANIA	53
FOTO 6: EQUIPO DE CORTANTE DIRECTO SIMPLE CÍCLICO	70
FOTO 7: EQUIPO DE CORTE SIMPLE DINÁMICO	72
FOTO 8: EQUIPO DE CORTE TORSIONAL CICLICO	74
FOTO 9: SIMULADOR CON DETALLE DE LA PLACA DE ALUMINIO	84
FOTO 10: MAQUINA CENTRIFUGA CON RADIO DE 9 METROS	86
FOTO 11: MAQUINA CENTRIFUGA CON RADIO DE 4.5M	89

RESUMEN

TITULO:

CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE SUELOS; ESTADO DEL ARTE E IMPLEMENTACION DEL LABORATORIO.*

AUTOR:

DIANA ISABEL CEPEDA GOMEZ, LEYDI BIBIANA ARENAS LOPEZ. **

PALABRAS CLAVES: PROPIEDADES DINÁMICAS, MODULO CORTANTE, AMORTIGUAMIENTO, ENSAYOS DE LABORATORIO

DESCRIPCIÓN: En un evento sísmico, muchas características de los daños que se producen en las edificaciones están relacionadas en gran parte con la reacción del suelo ante una carga cíclica, la cual es limitada esencialmente por las propiedades mecánicas que presente dicho suelo. Los sismos inducen principalmente en el terreno esfuerzos de tipo cortante y los daños son generados debido a que el suelo va perdiendo su resistencia a tales esfuerzos, llegando a un punto en el que su comportamiento se asemeja al de un líquido viscoso, perdiendo su capacidad de soportar las estructuras. En ocasiones, el suelo puede no sufrir colapso, limitándose a amplificar o reducir el efecto de las ondas recibidas, situación en la que los esfuerzos generados en el suelo son bajos. Sin embargo, existen casos en los que la falla estructural se produce por rotura del suelo, en este caso se observan esfuerzos de gran magnitud.

Por lo antes dicho, el comportamiento dinámico de los suelos representa hoy en día en un aspecto importante en la ingeniería sísmica y la geotecnia. La caracterización dinámica es una sección de un conjunto de procesos necesarios para realizar un análisis de comportamiento sísmico del suelo ante diferentes mecanismos de falla (asentamientos, deslizamientos, licuefacción y otros). Lo anterior nos impulsa a realizar este estudio teórico con el cual esperamos exponer el tema estableciendo un marco teórico sobre las propiedades dinámicas de los suelos y los métodos empelados para su determinación, y finalmente redactando sugerencias para la implementación de alguno de estos métodos en el laboratorio de la escuela de ingeniería civil.

1

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Celis

ABSTRACT

TITLE: DYNAMIC CHARACTERIZATION OF SOILS, STATE OF ART AND IMPLEMENTATION OF LABORATORY TEST*

AUTHOR:

DIANA ISABEL CEPEDA GOMEZ, LEYDI BIBIANA ARENAS LOPEZ. **

KEY WORDS: DYNAMIC PROPERTIES, SHEAR MODULUS, DAMPING RATIO, LABORATORY TEST

DESCRIPTION: In a seismic event, many features of the damages that occur in buildings are largely related to soil reaction to cyclic loading, which is limited essentially by the mechanical properties of the soil present. Earthquakes in the field primarily induce type-cutting efforts and the damage is generated because the soil loses its resistance to such efforts, reaching a point where their behavior resembles that of a viscous liquid, losing their ability to support structures. The dynamic behavior of soils represents today an important aspect in seismic engineering and geotechnics. Sometimes the soil may not suffer collapse, merely amplify or reduce the effect of the incoming waves, a situation in which the stresses generated in the soil are low. However, there are cases in which structural failure occurs by breaking the ground, in this case efforts were made large.

As before this, the dynamic characterization is a section of a set of processes necessary for analysis of seismic behavior of soil to different failure mechanisms (settlements, landslides, liquefaction, etc.). Above drives us to make this theoretical study which we hope to expose the subject by establishing a theoretical framework for the dynamic properties of soils and the employment methods for their determination, finally drafting suggestions for the implementation of any of these methods in the laboratory of civil engineering school

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Celis Leguizamo, Hebenly

* Degree Project

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering, Civil Engineering, Director: Celis Leguizamo,
Hebenly

INTRODUCCIÓN

En un evento sísmico, muchas características de los daños que se producen en las edificaciones están relacionadas en gran parte con la reacción del suelo ante una carga cíclica, la cual es limitada esencialmente por las propiedades mecánicas que presente dicho suelo. Los sismos inducen principalmente en el terreno esfuerzos de tipo cortante y los daños son generados debido a que el suelo va perdiendo su resistencia a tales esfuerzos, llegando a un punto en el que su comportamiento se asemeja al de un líquido viscoso, perdiendo su capacidad de soportar las estructuras. En ocasiones, el suelo puede no sufrir colapso, limitándose a amplificar o reducir el efecto de las ondas recibidas, situación en la que los esfuerzos generados en el suelo son bajos. Sin embargo, existen casos en los que la falla estructural se produce por rotura del suelo, en este caso se observan esfuerzos de gran magnitud.

Problemas de diseño de ingeniería geotécnica que involucran la carga dinámica de los suelos y sistemas de interacción suelo-estructura requieren la determinación de dos importantes parámetros: el módulo de corte y la amortiguación de los suelos. Los recientes desarrollos para el análisis numérico de la respuesta dinámica no lineal de un terreno debido a un terremoto han aumentado el requerimiento de las propiedades dinámicas del suelo correspondientes a un nivel de gran esfuerzo. Además, la causa más común de falla en un terreno durante un terremoto es la licuefacción, fenómeno que ha producido grandes daños en todo el mundo.

Aunque en un evento sísmicos los esfuerzos generados no son solo de tipo cortante si presentan mayor magnitud en comparación con los esfuerzos normales producidos por una onda longitudinal. Debido a esto el módulo de elasticidad E no es tenido en cuenta para su definición en el desarrollo de

este trabajo, aunque se menciona ya que guarda algunas relaciones con el módulo cortante, de igual forma la mayoría de procedimientos de laboratorio que se evalúan en este proyecto también resultan efectivos para la determinación de este parámetro.

En el desarrollo de los primeros dos capítulos se mencionan aspectos sobre el comportamiento dinámico de los suelos, y otros temas imprescindibles para el análisis de las propiedades dinámicas y luego la definición de estas propiedades; características, métodos de cálculo y factores que afectan su determinación. La información al respecto expuesta en el presente trabajo principalmente está basada en las definiciones el libro *Fundamental of Soil Dynamics* de Braja M, además de las otras referencias bibliográficas.

La segunda parte del libro corresponde a la información sobre los ensayos de laboratorio consultados. Se exponen principios características y procedimientos resumidos para dar a conocer de manera sencilla las opciones con las que se cuenta en este campo de la geotecnia. Finalmente en un capítulo resumen nos enfocamos presentar y comparar las ventajas y desventajas de cada prueba, las características y necesidades del laboratorio de suelos actualmente, para así justificar las recomendaciones y conclusiones sobre el tema.

1. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE SUELOS

1.1 GENERALIDADES SOBRE DE LAS ONDAS SÍSMICAS

Las ondas son el mecanismo de disipación de energía sísmica acumulada en las zonas de convergencia o de movimientos relativos entre diferentes bloques de la corteza terrestre. Las ondas sísmicas transmiten un estado de esfuerzos por medio del desplazamiento de las partículas del suelo. Existen 2 tipos de ondas sísmicas; las ondas internas y las ondas externas que se diferencian por la zona de propagación, siendo las ondas internas en la mayoría de los casos las de mayor causalidad en las construcciones.

1.1.1 TIPOS DE ONDAS

1.1.1.1 Ondas internas

Las ondas internas son las que se propagan en el interior del suelo. Se dividen en dos tipos; ondas longitudinales y ondas transversales. Las ondas longitudinales generan compresión y son llamadas ondas P su velocidad es superior a las transversales por lo cual son las primeras en detectarse. Los esfuerzos inducidos son axiales y generan que el terreno se comprima y se dilate por sectores a lo largo de la trayectoria de la onda.

Las ondas transversales o de cortante llamadas ondas S, producen desplazamientos perpendiculares al estado de esfuerzos, los periodos son mucho mayores en relación con las ondas P, se consideran que representan mayor peligro para las edificaciones.

1.1.1.2 Ondas Superficiales

Este tipo de ondas se desplaza por la superficie del terreno y se presentan en dos tipos; ondas Rayleigh o R y ondas Love o L. Se caracterizan por tener

una velocidad similar a la velocidad de las ondas S y periodos mucho mayores que las ondas internas y menor atenuación.

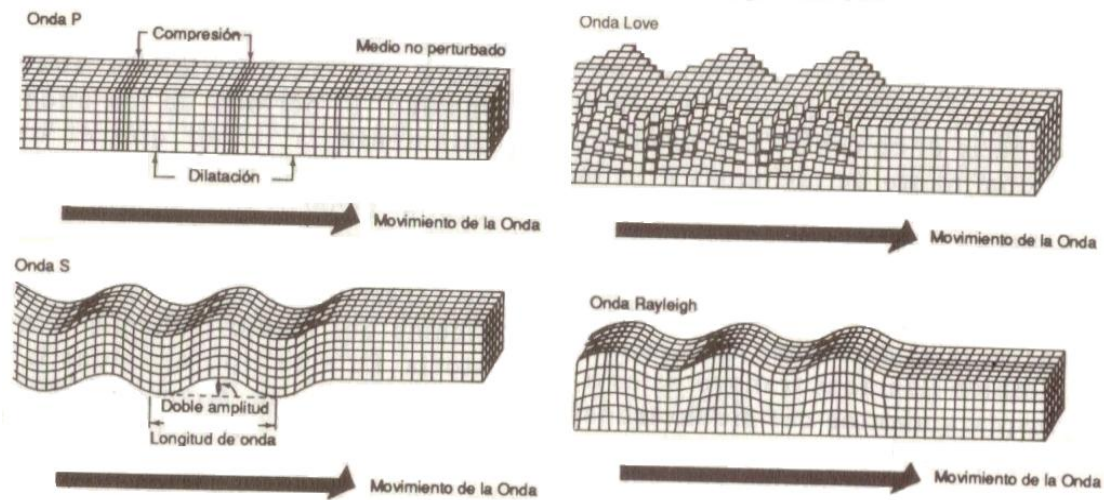


Figura 1. Esquema gráfico sobre los tipos de ondas y la deformación al propagarse en el suelo. Ingeniería Sísmica, Alberto Sarria

1.1.2 PROPAGACIÓN DE LAS ONDAS SÍSMICAS INTERNAS

Las ondas Internas se originan en la zona de ruptura y se propagan en trayectoria curva. Los frentes de ondas que consisten en los puntos geométricos en los que en un mismo instante se encuentra la onda se desplazan por el medio terrestre el cual está compuesto por capas de igual curvatura pero diferentes en rigidez lo que hace que durante el proceso de propagación la velocidad sea variada. La trayectoria de las ondas se encuentra regida por la ley de Snell y para el análisis de la propagación de ondas debemos tener en cuenta los fenómenos de reflexión y refracción

Otras consideraciones referentes al medio de propagación son las de suponer el terreno idealizado homogéneo y elástico o un terreno estratificado y no lineal. Ambas consideraciones pueden ser utilizadas según el caso de estudio que se presente además para la determinación de las

ecuaciones de movimiento de las ondas el procedimiento varia debido a que en el segundo caso entra en miramiento : la propagación de ondas Rayleigh cerca a los limites del medio.

1.1.2.1 Ecuaciones de movimiento para propagación de ondas

Para la derivación de las ecuaciones de movimiento de propagación de las ondas se utiliza el análisis de los esfuerzos sobre el elemento de la Figura 2. Se tiene en cuenta además la convención de los signos expuesta en ella. El procedimiento por el cual se determinaron las ecuaciones siguientes es relativo al análisis de un medio elástico infinito. Los procedimientos completos para la determinación de todas las expresiones siguientes se encuentran desarrollados en la referencia Baja Das, 1983.

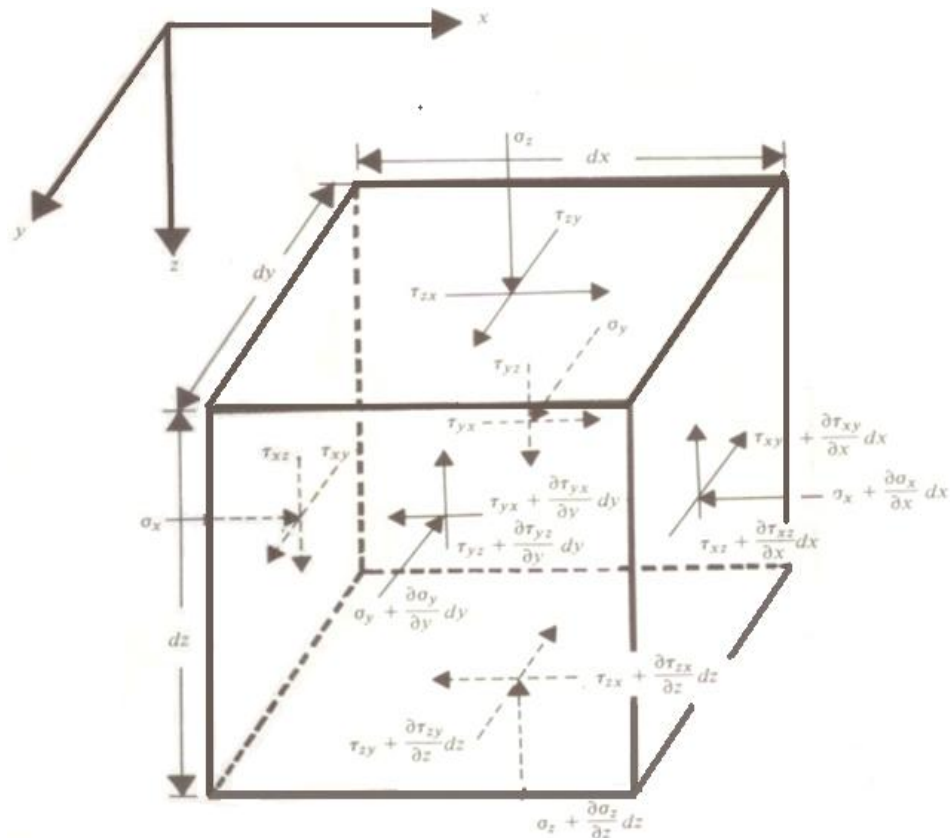


Figura 2. Derivación de las ecuaciones de movimientos en un medio elástico. Notación para los esfuerzos normales y cortantes en un sistema cartesiano coordinado.

Las definiciones y variables que se muestran a continuación son necesarias para el desarrollo y sentido de las ecuaciones diferenciales de movimiento:

⇒ u, v, w Son los desplazamientos en las direcciones x, y y z respectivamente.

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

ρ Densidad

E Modulo de Young

ν Relación de Poisson

$G = \frac{E}{2(1-\nu)}$ Modulo cortante

$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$ Constante de Lamé

$\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}_x + \bar{\epsilon}_y + \bar{\epsilon}_z = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z}$ Deformación normal

$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}$ Deformación cortante entre los planos xz y yz

$\gamma_{yz} = \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z}$ Deformación cortante entre los planos yx y zx

$\gamma_{zx} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}$ Deformación cortante entre los planos zy y xy

$\bar{\theta}_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right)$ Componente rotacional en el eje x

$$\bar{\theta}_y = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) \text{ Componente rotacional en el eje } y$$

$$\bar{\theta}_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \text{ Componente rotacional en el eje } z$$

A partir de una sumatoria de fuerza en las direcciones x , y y z llegamos a las siguientes expresiones

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (1.1)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (1.2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad (1.3)$$

Derivando las ecuaciones 1.1, 1.2 y 1.3 con respecto a x , y y z y sumando las expresiones obtenidas

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \nabla^2 \bar{\epsilon} = v_c^2 \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (1.4)$$

$$v_c = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} \text{ Velocidad de onda de compresión o de dilatación}$$

Si las ecuaciones 1.2 y 1.3 se derivan con respecto a z y y respectivamente y se restan las expresiones adquiridas obtenemos otra expresión referente a las ondas cortantes o de distorsión.

$$\rho \frac{\partial}{\partial t^2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (1.5)$$

Como se menciona anteriormente $\bar{\theta}_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right)$, se reemplaza en la anterior expresión

$$\frac{\partial^2 \bar{\theta}_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \bar{\theta}_x = v_s^2 \nabla^2 \bar{\theta}_x \quad (1.6)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \text{ Velocidad de onda cortante o de distorsión}$$

Para el análisis de un medio semi-infinito en el procedimiento incluye una solución más para las ecuaciones ya que un tercer tipo de onda llamado Rayleigh se propaga cerca de la superficie.

En la figura 3 el plano $x - y$ representa la superficie de borde, a partir de esta grafica establecemos la ecuación de movimiento. Los desplazamientos definidos anteriormente en los ejes x y z representados por u y w presentaría la siguiente forma

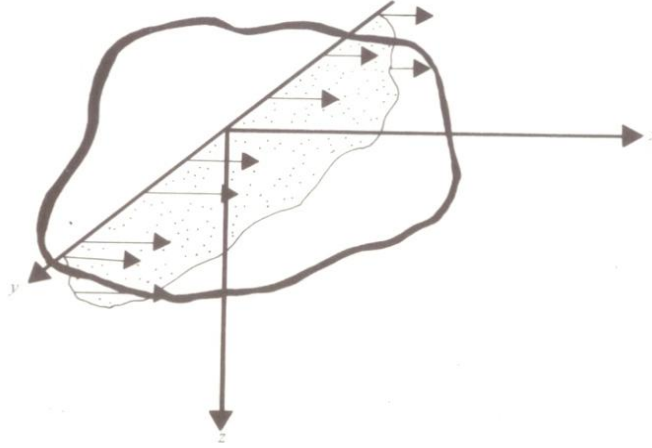


Figura 3. Plano de onda a través de un medio elástico con un plano de borde. Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \psi}{\partial z} \quad (1.7)$$

$$w = \frac{\partial \phi}{\partial z} + \frac{\partial \psi}{\partial x} \quad (1.8)$$

ϕ y ψ : funciones potenciales relacionadas con la rotación y la dilatación del medio. El movimiento describe una solución de onda sinusoidal viajando en la dirección positiva de las x, por lo cual se expresan de esta manera:

$$\phi = F(z)e^{i(\omega t - Nx)} \quad (1.9)$$

$$\psi = G(z)e^{i(\omega t - Nx)} \quad (1.10)$$

$F(z)$ y $G(z)$: funciones de la variación de la amplitud de onda con la profundidad

$N = \frac{2\pi}{L_R}$: Número de onda

L_R : Longitud de la onda generada

Al igual que en el procedimiento para un medio infinito sustituimos u y w en las ecuaciones 1.1 y 1.3. Se considera que la amplitud de la onda superficial tiende a cero con la profundidad y se aplican las condiciones de frontera relativas a que los esfuerzos cortantes y normales en la superficie del medio seminfinito deben ser nulos.

La ecuación de la velocidad con que se propagan las ondas Rayleigh se muestra a continuación:

$$\left(\frac{v_r}{v_s}\right)^6 - 8\left(\frac{v_r}{v_s}\right)^4 - \left(16\left(\frac{v_s}{v_c}\right)^2 - 24\right)\left(\frac{v_r}{v_s}\right)^2 - 16\left(1 - \left(\frac{v_s}{v_c}\right)^2\right) = 0 \quad (1.11)$$

1.1.2.2 Reflexión y Refracción de ondas elásticas

Al atravesar el medio de un estrato a otro las ondas de cuerpo se refractan y se reflejan afectando su trayectoria y velocidad. Dependiendo del tipo de onda el comportamiento de esta varía ante estos fenómenos. En el caso de las ondas P la dirección del movimiento coincide con la dirección de propagación. Las ondas s por su parte se separan en 2 clases las S-H en las que el movimiento esta en el plano de propagación y las ondas SV en las que es perpendicular al plano de propagación.

El comportamiento de las ondas se ilustra en la figura 4, donde observamos la onda incidente y las ondas generadas por la reflexión y refracción de la primera. Una onda P al incidir de un medio se refleja produciendo una onda P y una onda SV y se refracta igualmente generando una onda P y una SV. Cuando una onda SH incide genera por reflexión una onda del mismo tipo SH y refracta otra onda SH. Al incidir una onda SV refleja una onda SV y una onda P y refracta una onda SV y una P.

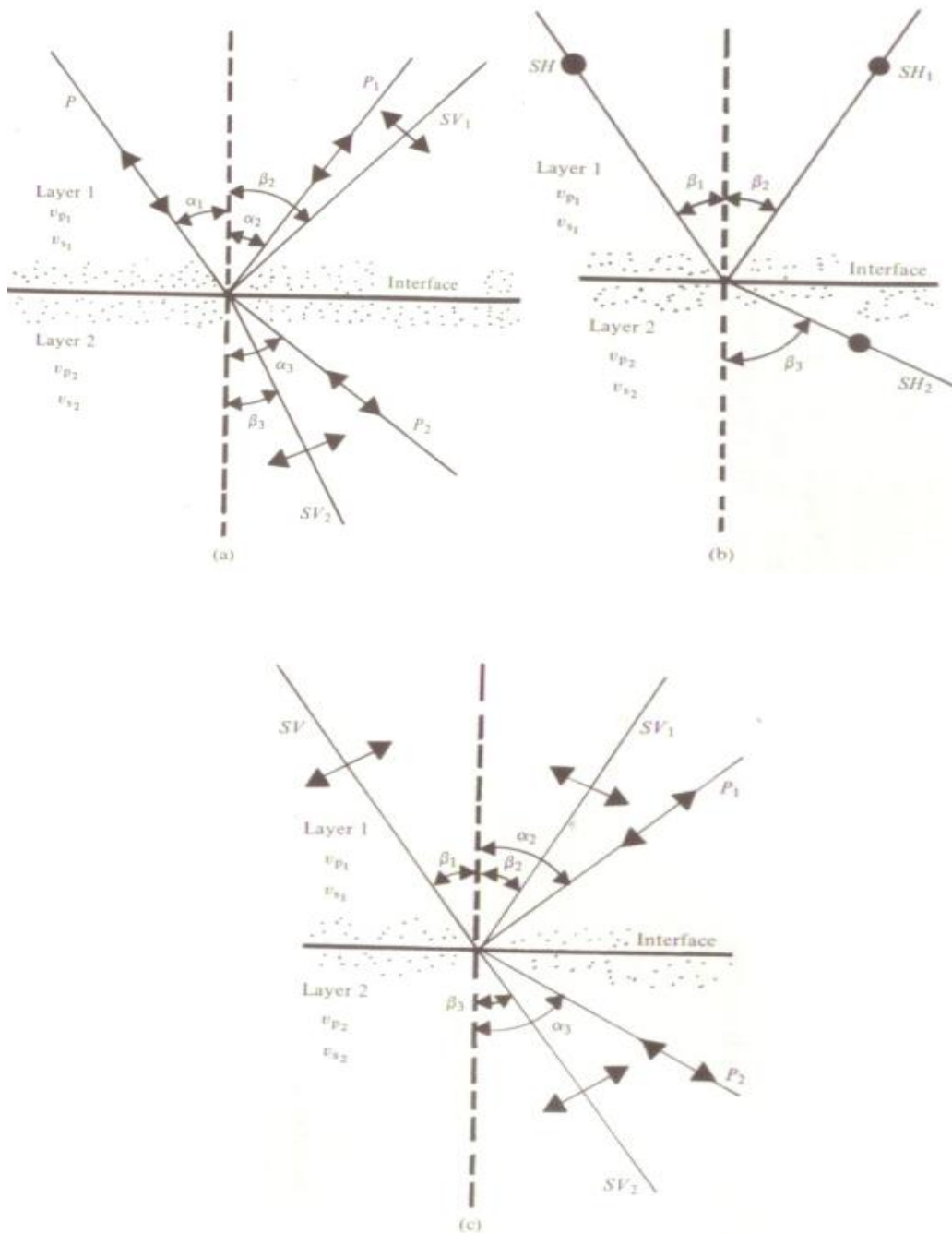


Figura 4. Reflexión y refracción de (a) Una onda P, (b) Una onda SH, (c) Una onda SV. Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

Los ángulos de reflexión y refracción pueden calcularse a partir de la ley de Snell, por la cual para el primer caso se obtiene la siguiente expresión:

$$\frac{\sin(\alpha_1)}{v_{p1}} = \frac{\sin(\alpha_2)}{v_{p1}} = \frac{\sin(\beta_2)}{v_{s1}} = \frac{\sin(\alpha_3)}{v_{p2}} = \frac{\sin(\beta_3)}{v_{s2}} \quad (1.12)$$

$$\alpha_1 = \alpha_2$$

v_{p1} y v_{p2} : Velocidades de onda P en el primer y segundo medio respectivamente

v_{s1} y v_{s2} : Velocidades de onda S en el primer y segundo medio respectivamente

1.2 ESTADOS DE ESFUERZO

Las propiedades dinámicas dependen de los estados de esfuerzo iniciales incluso mucho más que de la carga y los esfuerzos producidos por la carga. Las condiciones de esfuerzo en cualquier punto de una masa de suelo pueden describirse como el esfuerzo normal y cortante actuando en un plano particular pasando por ese punto. La figura 5 a continuación muestra los esfuerzos a los que se somete una muestra cilíndrica.

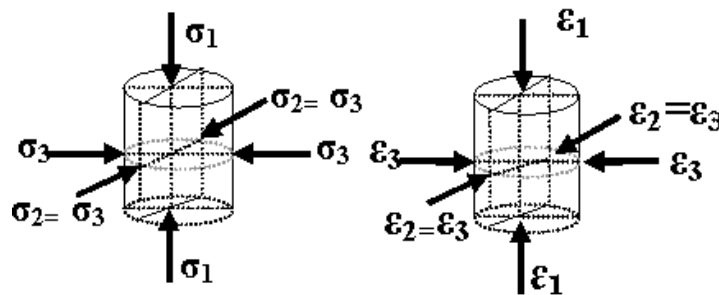


Figura 5. Estado de tensiones y de deformaciones.

La figura 6 presenta un elemento de suelo. En el estado A el elemento se encuentra bajo condiciones de reposo como se indica en el círculo de Mohr

de la figura, el esfuerzo principal mayor es vertical y el polo del círculo de Mohr se encuentra en punto $(\sigma'_h, 0)$. Una propagación de una onda S verticalmente produce esfuerzos cortantes en los planos horizontal y vertical y deforma el elemento como se observa en el estado B de la figura. Mientras que el esfuerzo cortante se incrementa el esfuerzo vertical y horizontal permanece igual, el radio del círculo de Mohr aumenta pero el centro no se mueve. Los ejes de los esfuerzos principales se rotan de la posición vertical y Horizontal. Debido a que el esfuerzo cortante horizontal es cíclico, la dirección se invierte después de remontarse a la posición en el estado C, cuyas condiciones son idénticas a las del estado A. En el estado C los ejes de los esfuerzos principales vuelven a rotar hacia la posición vertical y horizontal. En el estado D el esfuerzo cortante actúa en dirección opuesta y los ejes rotan en sentido opuesto al estado B.

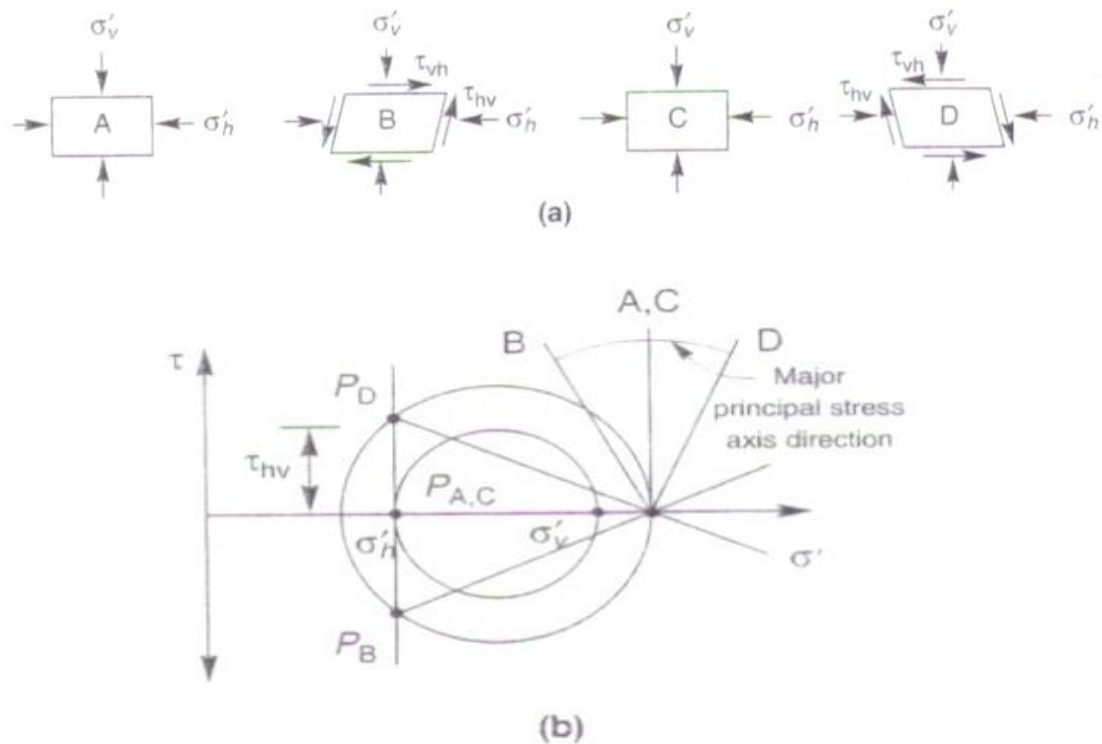


Figura 6. (a) Condiciones de esfuerzo y deformación impuestas en un elemento de suelo bajo el nivel de una superficie de tierra en cuatro momentos diferentes. (b) Círculo de Mohr ubicación de polos y orientación de los ejes de esfuerzo principal. Geotechnical Earthquake Engineering. Steve L. Kramer.

Con la profundidad la tensión vertical aumenta y el material se encuentra más confinado. Un incremento de tensión 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.

Algunas investigaciones (e.g Wong y Arthur, 1996; Symes et al., 1988; Sayao y Vaid, 1989) demuestran que la rotación de los ejes principales causa deformación volumétrica por sí misma, por lo tanto parte de la deformación producida por la propagación de ondas S en el suelo resulta de la rotación de los ejes; este efecto no se presenta en muchas pruebas de laboratorio y campo.

2. DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DINÁMICAS

2.1 MODULO CORTANTE G

El modulo cortante G es la constante que define la ley de comportamiento ligando los parámetros de esfuerzo y deformación durante la acción de tensiones cortantes, bajo el marco de la teoría elástica. Básicamente consiste en la relación entre el esfuerzo cortante y el ángulo de distorsión. La figura 4 esquematiza las variables necesarias para la expresión 2.1 donde se define el modulo cortante.

$$G = \frac{\tau}{\Theta} \approx \frac{F/A}{\Delta x/h} = \frac{Fh}{\Delta x A} \quad (2.1)$$

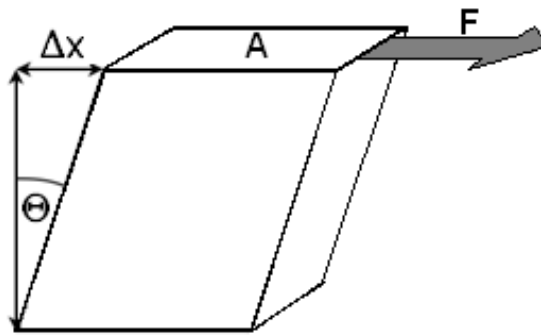


Figura 7. Esquema para la medición de esfuerzo cortante.

El modelo del comportamiento dinámico resulta un ejercicio complejo ya que los diagramas de esfuerzo-deformación correspondientes no son de tipo lineal, por lo cual se ha indagado en representaciones por medio de expresiones aproximadas a las curvas obtenidas en diversos ensayos aplicados a suelos.

El valor del modulo cortante varia con la amplitud de la deformación: cuando se incrementa la amplitud el módulo G decrece. Esta proporción recibe gran importancia cuando realizamos análisis de problemas relacionados con eventos sísmicos, ya que en estos casos las deformaciones presentan valores altos. Se han propuesto modelos visco elásticos lineales y modelos no lineales generales cuando no es posible evitar las grandes deformaciones. Debe tenerse en cuenta este nivel de deformación para estudiar qué parámetros y modelos son los más adecuados para describir el comportamiento del suelo. La tabla 1 indica la variación del comportamiento del suelo en función del rango de deformación cortante.

Deformación de Corte	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Pequeña Deformación	Mediana Deformación		Gran Deformación	Ultima Deform.	
Elastico						
Elasto-plastico						
Falla						
Efecto de Repetición de Carga						
Efecto de la Tasa de Carga						
Modelo	Modelo Lineal Elastico		Modelo Visco-Elastico		Modelo tipo Localización Historica de la Carga	

Tabla 1. Cambios en las propiedades del suelo con la deformación de corte y modelos correspondientes. Caracterización De la Respuesta Sísmica de los Suelos. Montse Rodríguez Segurado.

Los ensayos y modelos propuestos se pueden clasificar dependiendo de la magnitud de la deformación. En la siguiente tabla se encuentra un resumen de los procedimientos de estimación de las propiedades dinámicas enunciado las diferentes pruebas que corresponden a cada procedimiento con sus características.

Procedimiento General	Condiciones de la Prueba	Rango Aproximado de Deformación	Propiedades Determinadas
Determinación de la relación histerética de esfuerzo-deformación	Compresión Triaxial	10^{-2} a 5%	Modulo; amortiguamiento
	Cortante Simple	10^{-2} a 5%	Modulo; amortiguamiento
	Cortante Torsional	10^{-2} a 5%	Modulo; amortiguamiento
Vibración forzada	Vibraciones Longitudinales	10^{-4} a 10^{-2} %	Modulo; amortiguamiento
	Vibración Torsional	10^{-4} a 10^{-2} %	Modulo; amortiguamiento
	Vibraciones Cortante- laboratorio	10^{-4} a 10^{-2} %	Modulo; amortiguamiento
	Vibraciones cortantes- campo	10^{-4} a 10^{-2} %	Modulo; amortiguamiento
Pruebas de Vibración Libre	Vibraciones Longitudinales	10^{-3} a 1%	Modulo; amortiguamiento
	Vibración Torsional	10^{-3} a 1%	Modulo; amortiguamiento
	Vibraciones Cortante- laboratorio	10^{-3} a 1%	Modulo; amortiguamiento
	Vibraciones cortantes- campo	10^{-3} a 1%	Modulo; amortiguamiento
Mediciones de velocidad de onda en campo	Ondas de Compresión	5×10^{-4} %	Modulo
	Ondas Cortantes	5×10^{-4} %	Modulo
	Ondas Rayleigh	5×10^{-4} %	Modulo
Respuesta Sísmica en Campo	Medición de movimientos a diferentes niveles en un deposito		Modulo; amortiguamiento

Tabla 2. Características de procedimientos de ensayo para la determinación del módulo G y amortiguamiento. Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

El módulo cortante G se relaciona con el modulo de Young E por medio del coeficiente de Poisson que también es considerado un parámetro dinámico pero con una influencia mucho menor. La siguiente expresión es utilizada en materiales con comportamiento isotrópico.

$$\nu = \frac{E}{2G-1} \quad (2.2)$$

ν : Modulo de Poisson

E : Modulo de Young

G : Modulo Cortante

A continuación mostraremos dos métodos de estimación correspondientes a diferentes niveles de deformación, los cuales se basan los procedimientos generales para los diferentes ensayos de caracterización dinámica de suelos.

2.1.1 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD DE ONDA

Para la determinación del modulo cortante a partir de la medición de velocidades de onda, se analiza la propagación de ondas cortantes en una barra. Un momento es aplicado a una distancia x y se produce una rotación con un ángulo θ . El momento producido a una distancia $x+\Delta x$, la siguiente figura corresponde a este análisis y el procedimiento a continuación.

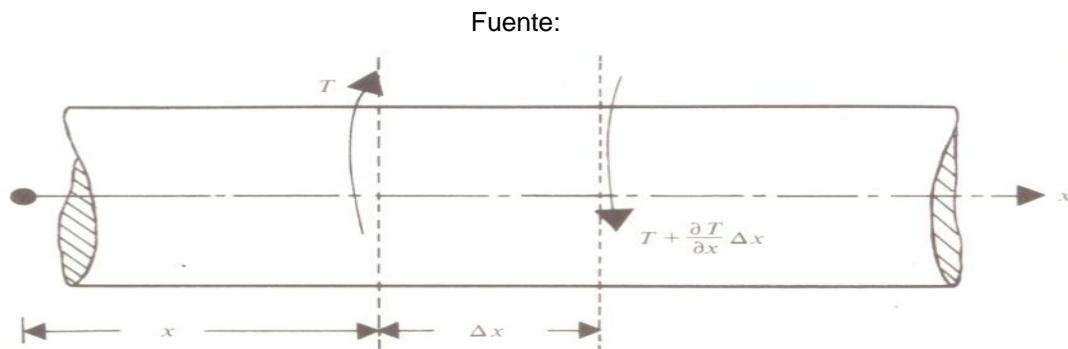


Figura 8. Ondas Torsionantes en una Barra. Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

Por medio de la segunda ley de Newton se obtiene la siguiente ecuación:

$$-T + \left(T + \frac{\partial T}{\partial x} \Delta x \right) = \rho J \Delta x \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \quad (2.3)$$

J es el momento polar de inercia de la sección transversal. El momento T puede expresarse de esta forma:

$$T = JG \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (2.4)$$

Sustituyendo la segunda expresión 2.4 en 2.3 obtenemos lo siguiente:

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (2.5)$$

Donde

$$v_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad (2.6)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.7)$$

v_s : Velocidad de onda torsional

En los cálculos realizados en métodos basados en columna resonante para determinar la velocidad de onda se realiza el siguiente análisis de vibración torsional en barras. La ecuación se puede expresar de manera general de la siguiente forma:

$$\theta(x, t) = \Theta(x)(A_1 \sin \omega_n t + A_2 \cos \omega_n t) \quad (2.8)$$

Θ : Amplitud de distorsión angular.

A_1 y A_2 : Constantes dependientes de las condiciones de borde.

ω_n : Frecuencia circular natural de vibración.

Solucionando la ecuación 2.8 considerando que en el extremo fijo los desplazamientos son nulos y en el extremo libre las deformaciones valen cero se deduce la siguiente expresión:

$$\omega_n = \frac{\frac{1}{2}(2n-1)\pi v_s}{L} \quad (2.9)$$

Para una barra con un extremo libre y otro fijo para el primer modo de vibración $n=1$.

$$\omega_n = \frac{\frac{1}{2}\pi v_s}{L} \quad (2.10)$$

$$2\pi f_n = \frac{\frac{1}{2}\pi v_s}{L} \quad (2.11)$$

$$v_s = 4f_n L \quad (2.12)$$

$$G = 16\rho f_n^2 L^2 \quad (2.13)$$

A partir de muchos ensayos se han llegado a establecer expresiones empíricas par la determinación del Modulo G a partir de la determinación de la velocidad de onda cortante v_s . (Hardin and Black 1968.) Para suelos cohesivos normalmente consolidados la segunda expresión puede utilizarse según los resultados encontrados por Hardin y Black (1968), y Humpries y Wahls (1968).

Arenas de Grano Redondeado:

$$G = \frac{2630(2.17-e)^2}{1+e} \cdot \bar{\sigma}_0^{1/2} \quad 2.14$$

e : Índice de porosidad

$\bar{\sigma}_0$: Esfuerzo efectivo de confinamiento

Arenas de Grano Angular y Suelos Cohesivos Normalmente Consolidados:

$$G = \frac{3230(2.97-e)^2}{1+e} \cdot \bar{\sigma}_0^{1/2} \quad (2.15)$$

Arcillas Sobreconsolidadas:

$$G = \frac{3230(2.97-e)^2}{1+e} \cdot (OCR)\bar{\sigma}_0^{1/2} \quad (2.16)$$

$OCR = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_0}$: Grado de Sobreconsolidación

Las anteriores expresiones se emplean para unidades SI y son correlaciones halladas para bajas amplitudes de deformación.

La medición de la velocidad de propagación de ondas es un método efectivo pero debe realizarse con mucho cuidado debido a que condiciones de anisotropía en el material pueden causar variaciones en la dirección de la velocidad.

2.1.2 DETERMINACIÓN DE LA CURVA HISTERÉTICA

Este método propuesto por Hardin y Drnevich (1972) considera la relación esfuerzo-deformación aproximada a una curva hiperbólica, de acuerdo con la observación de gran cantidad de ensayos.

La figura 12 muestra una curva de esfuerzo deformación cortante donde se observa la naturaleza de la variación del modulo cortante con la deformación, el modulo G alcanza un valor máximo para un rango muy bajo de deformación.

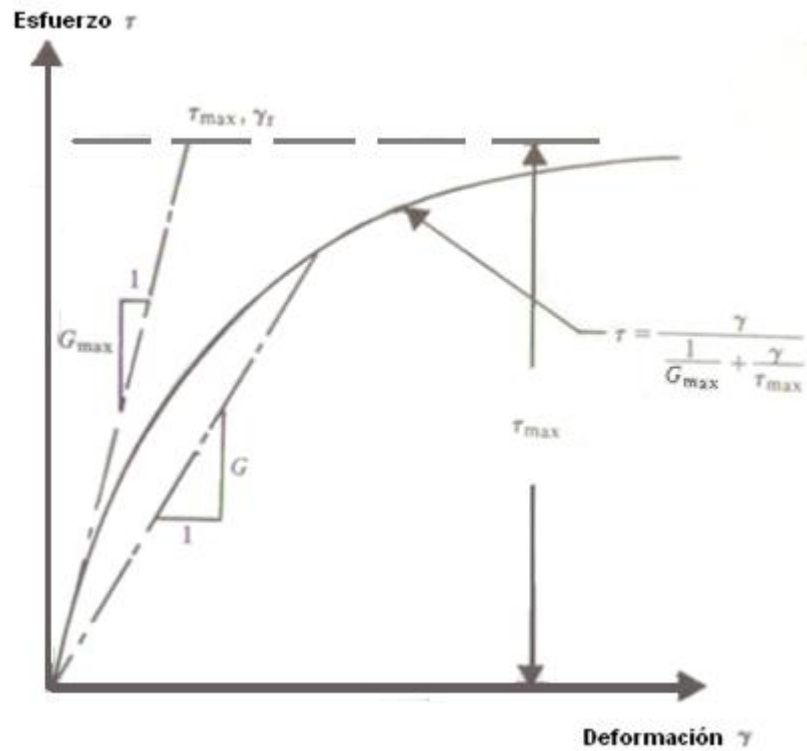


Figura 9. Naturaleza de la variación del modulo cortante con la deformación (Hardin B.O. y Drnevich V.P. ,1972). Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{\gamma}{\tau_{max}}} \quad (2.17)$$

$$G_{max} = \frac{\tau_{max}}{\gamma_r} \quad (2.18)$$

τ : Esfuerzo cortante

γ : Deformación

γ_r : Deformación referente

τ_{max} : Esfuerzo cortante máximo en falla

De la Figura 10 se puede obtener una expresión para calcular τ_{max} a partir del círculo de Mohr

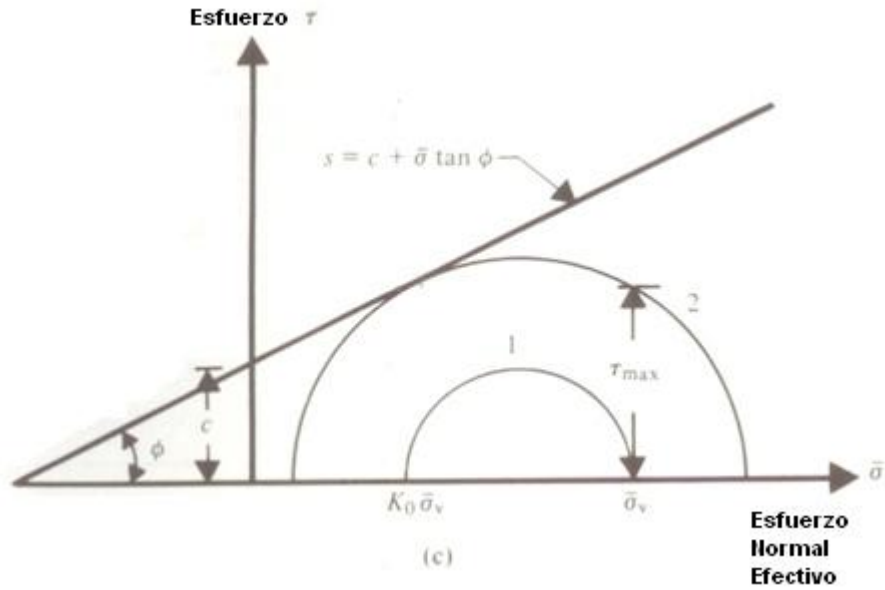


Figura 10. Definición de τ_{max} . Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

$$\tau_{max} = \left\{ \left[\frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma_v \sin \phi + C \cos \phi \right]^2 + \left[\frac{1}{2}(1 + K_0)\sigma_v \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (2.19)$$

K_0 : Coeficiente de empuje

σ_v : Esfuerzo vertical

C : Cohesión

ϕ : Angulo de fricción

De las expresiones anteriores la siguiente forma para la ecuación 2.17 es derivada:

$$G = \frac{G_{max}}{1 + \frac{\nu}{\nu_r}} \quad (2.20)$$

G_{max} : Modulo cortante máximo determinado por medio de la expresión 2.15

Otras expresiones para el Modulo cortante conocidas se han desarrollado, Seed e Idriss (1970) a partir del trabajo de Hardin Y Drnevich propusieron la siguiente fórmula:

$$G = 1000K_2(\bar{\sigma}_0)^{1/2} \quad (2.21)$$

$\bar{\sigma}_0$: Esfuerzo efectivo de confinamiento en $\frac{lb}{ft^2}$

k_2 : Varía a diferentes niveles de densidad

Las gráficas a continuación muestran algunas curvas de variación de k_2 con respecto a la deformación cortante para varias densidades

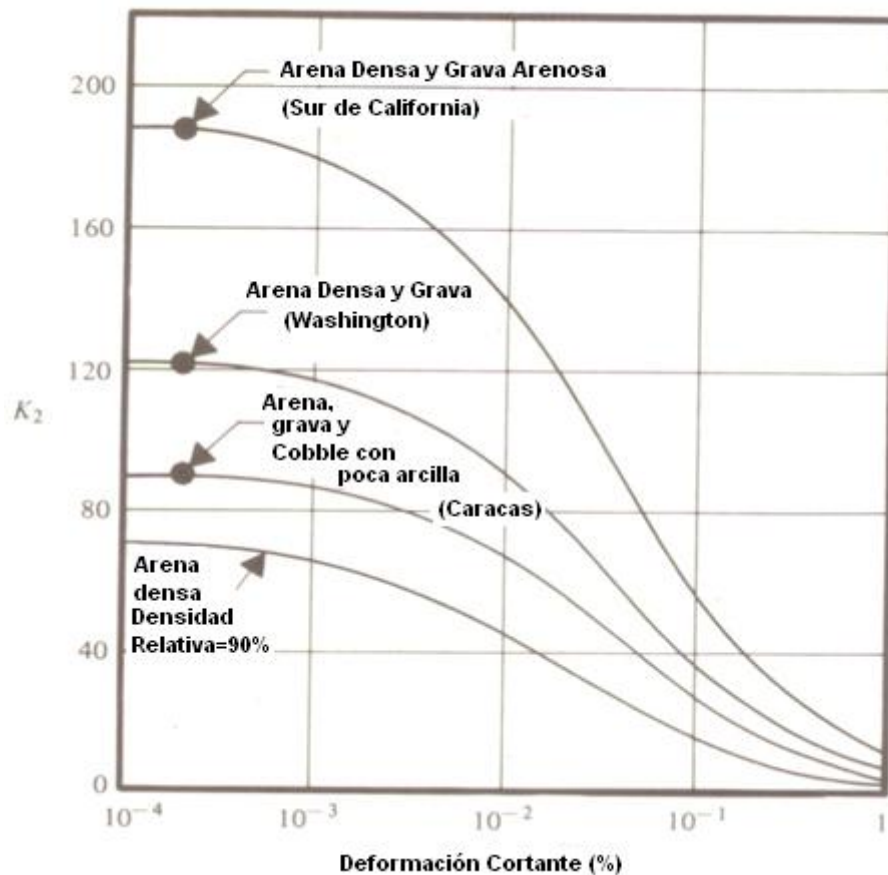


Figura 11. Valores de k_2 para arenas a diferentes densidades relativas (Seed H.B., e Idriss, I.M., 1970). Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

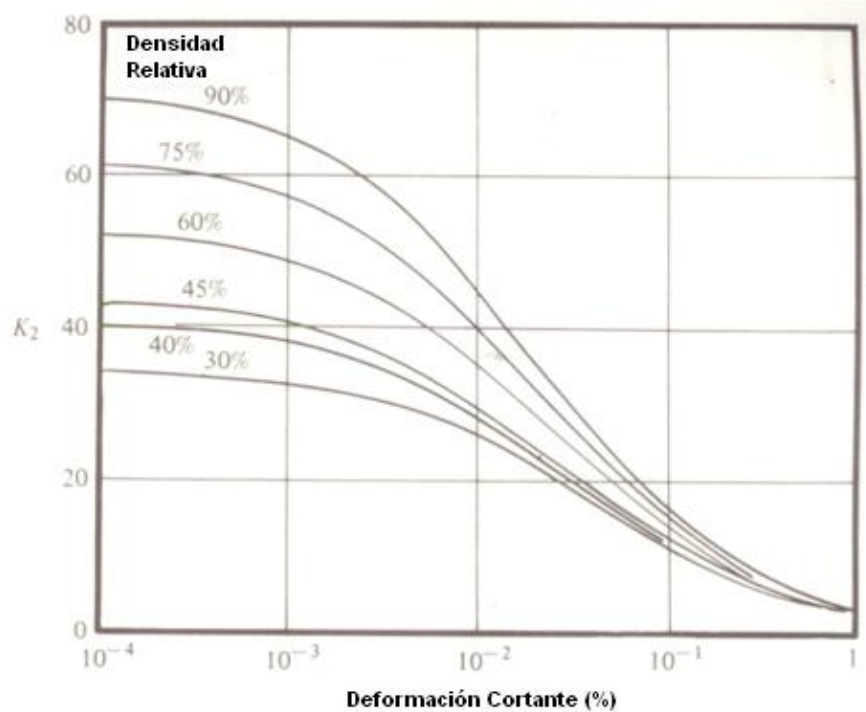


Figura 12. Valores de k_2 para gravas (Seed H.B., e Idriss, I.M., 1970).
Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

Sherif e ishibashi, propusieron la siguiente expresión para el módulo de rigidez:

$$G_{max} = 112\phi\sqrt{\bar{\sigma}_0} \quad (2.22)$$

Iwasaki y asoc. (1978) Propusieron la siguiente fórmula:

$$G = \frac{3230(2.17-e)^2}{1+e} \cdot \bar{\sigma}_0^{0.4} \quad (2.23)$$

2.2 AMORTIGUAMIENTO EN SUELOS

El mecanismo de amortiguamiento corresponde a la capacidad que tiene el suelo de disipar la energía producida durante un movimiento, debido a esta disipación, dicho movimiento va disminuyendo con el tiempo. Muchos factores influyen este parámetro en los suelos principalmente siendo la amplitud de la deformación; a medida que esta aumenta el porcentaje amortiguamiento aumenta también.

La ecuación diferencial de movimiento se expresa de esta forma:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (2.24)$$

k : Rigidez.

m : Masa.

c : Coeficiente de amortiguamiento viscoso.

De la solución de la ecuación 2.23 encontramos la siguiente expresión:

$$r_{1,2} = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m}} \quad (2.25)$$

$r_{1,2}$: Raíces correspondientes

De la solución anterior se pueden desarrollar 3 condiciones para el sistema.

Sistema con amortiguación crítica: cuando el valor bajo el radical es igual a cero se dice que es el coeficiente de amortiguación es crítico.

$$\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m} = 0 \quad (2.26)$$

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} \quad (2.27)$$

Sistema Sobreamortiguado: cuando el coeficiente de amortiguación es mayor que el coeficiente de amortiguación crítico.

$$\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m} > 0 \quad (2.28)$$

Sistema Subamortiguado: cuando el coeficiente de amortiguación es menor que el coeficiente de amortiguación crítico.

$$\frac{c^2}{4m^2} - \frac{k}{m} < 0 \quad (2.29)$$

La grafica a continuación ilustra el comportamiento del desplazamiento a través del tiempo según la condición de amortiguamiento que se presenta en el sistema:

Fuente: Fundamentals of soil Dynamics, Braja M Das

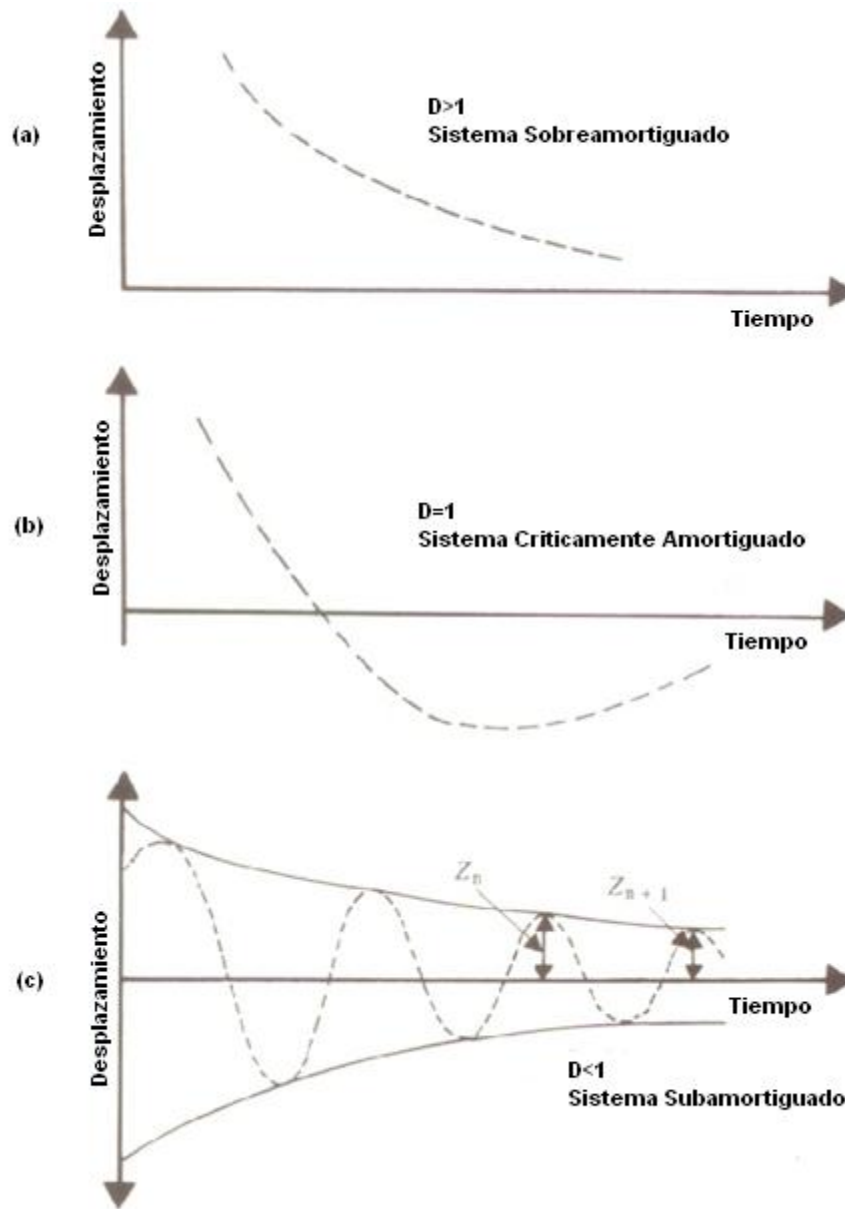


Figura 13. Vibración libre de un sistema de masa-resorte con amortiguamiento.
 (a). Sobreamortiguado, (b). Criticamente amortiguado, (c). Subamortiguado.

Se define el porcentaje de amortiguamiento con la siguiente expresión:

$$D = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (2.30)$$

Se obtiene una definición de amortiguamiento por medio del análisis de la vibración libre en un medio viscoso, donde la vibración va disminuyendo su amplitud en el tiempo.

La de la disminución de la amplitud es la proporción utilizada para determinar el amortiguamiento. El decremento de la amplitud puede ser expresado como un decremento logarítmico, definido de la siguiente forma:

$$\frac{X_{n+1}}{X_n} = \frac{\exp(-D\omega_n t_{n+1})}{\exp(-D\omega_n t_n)} = \exp[-D\omega_n(t_{n+1} - t_n)] \quad (2.31)$$

$$\frac{X_{n+1}}{X_n} = \exp[-D\omega_n(t_{n+1} - t_n)]$$

X_n y X_{n+1} : Amplitudes máximas consecutivas

ω_n : Frecuencia natural

t_n y t_{n+1} : Tiempos correspondientes a las amplitudes desde el inicio del movimiento

$$t_{n+1} - t_n = T \quad (2.32)$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega_n \sqrt{1-D^2}} = t_{n+1} - t_n \quad (2.33)$$

T : Periodo de vibración

Combinando las expresiones 2.31 y 2.33 obtenemos la siguiente:

$$\delta = \ln \left(\frac{X_{n+1}}{X_n} \right) \quad (2.34)$$

$$\delta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}} \quad (2.35)$$

$$D = \frac{1}{2\pi n} * \ln \left(\frac{X_1}{X_{n+1}} \right) \quad (2.36)$$

δ : Decremento logarítmico

A partir de la curva esfuerzo deformación es posible determinar el porcentaje de amortiguamiento D. La figura 14 muestra la curva histerética a partir de la cual se calculo geoméricamente el amortiguamiento.

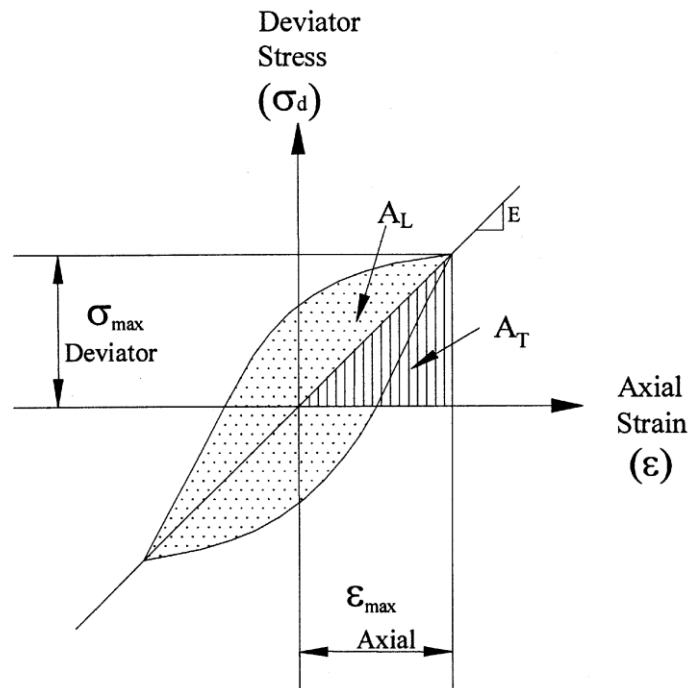


Figura 14. Curva Histerética de esfuerzo deformación para carga cíclica axial. ASTM D 3999 Standard Test Methods Forthe Determination Of The Modulus And Damping Properties Of Soils Using The Cyclic Triaxial Apparatus

$$D = \frac{1}{4} A_L / \pi A_T \quad (2.37)$$

A_L : Area dentro de la curva

A_T : Área del triangulo

Hardin y Drnevich (1972) presentaron una relación entre el amortiguamiento y el modulo G. El amortiguamiento máximo ocurre cuando el valor de G es cero.

$$D = D_{max}(1 - G/G_{max}) \quad (2.38)$$

$$D/D_{max} = \frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r}\right)}{\left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}\right)} \quad (2.39)$$

Teóricamente, ninguna disipación histerética de energía ocurre en tensiones debajo del umbral de tensión cortante cíclica lineal sin embargo pruebas experimentales muestran que alguna energía es disipada aun en niveles de tensión muy bajos. El amortiguamiento está influenciado por la característica de la plasticidad; entre mas plástico sea el suelo el valor de amortiguamiento es más bajo

3. ENSAYOS DE CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE SUELOS.

3.1 INTRODUCCION

La medición de las propiedades dinámicas de los suelos, es un procedimiento necesario para la solución de problemas en la geotecnia que involucran carga dinámica y sistemas de interacción suelo-estructura. Dependiendo la perspectiva de estos problemas los métodos de ensayo son orientados a bajas deformaciones cuando, por ejemplo, se estudia los efectos de propagación de ondas o solo se presenta transmisión de esfuerzos. Por el contrario cuando se trata estados de falla o estudio de estabilidad de masas de suelo es apropiado utilizar ensayos para altas deformaciones.

Para los ensayos desarrollados en el laboratorio es importante tener en cuenta que las condiciones de la muestra deben simular lo más cercano posible el estado que el suelo presenta naturalmente, para que los resultados sean apropiados.

Los ensayos, modelos y propiedades adecuadas a cada caso están relacionados con la magnitud de la deformación. La tabla 2. Recoge algunas indicaciones al respecto. En ella, se han incluido también algunos ensayos de campo, que resultan imprescindibles cuando no se puede conseguir la deseable inalterabilidad de las probetas durante su toma y posterior traslado al laboratorio.

	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
METODO DE CALCULO	LINEAL		LINEAL EQUIVALENTE		INTEGRACION PASO A PASO	
LEY DE COMPORT.	MODELO ELASTICO LINEAL		MODELO VISCOELASTICO LINEAL MODELOS HISTERETICOS		LEYES INCREMENTALES (RAMBERG-OSGOOD, ETC.)	
PROPIEDAD TIPO	RIGIDEZ G_0 ←		RIGIDEZ G_0 ; DISIPACION ζ →		DEFORMACIONES PERMANENTES RESISTENCIA, ESTABILIDAD	
FENOMENOS TIPICOS	VIBRACIONES PROVOCADAS POR MAQUINAS		TERREMOTOS		EXPLOSIONES	
ENSAYOS DE LABORATORIO	COLUMNA RESONANTE (PROBETAS MACIZAS) ...		TRIAXIAL CICLICO CORTE CICLICO		COLUMNA RESONANTE (PROBETAS HUECAS) PLATAFORMA VIBRANTE	
ENSAYOS DE CAMPO	PROSP. GEOF. VIBR. SUP. PLACA CARGA		ENSAYO CILINDRICO «IN SITU» (CIST)			
	UP-HOLE; SOWN-HOLE; CROSS-HOLE					

Tabla 3. Ensayos, modelos y propiedades del suelo. Física de la Tierra Núm. 1, Cap. 13
Respuesta Dinámica De Suelos. Alarcón, Enrique

3.2 MÉTODOS PARA EVALUAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS DEL SUELO

3.2.1 PRUEBAS DE LABORATORIO

Muchos de los métodos experimentales se han desarrollado lentamente y específicamente con la finalidad de medir solo las propiedades dinámicas, otros consisten en modificaciones de métodos utilizados para ensayos en condiciones estáticas. Los métodos de laboratorio se caracteriza por realizarse con muestras pequeñas y la magnitud de desplazamiento tiende a ser menor que los ensayos de campo. Sin embargo, tienen la ventaja de ser ensayos controlados y económicos. La eficiencia de los resultados depende directamente de la capacidad de la prueba de recrear las condiciones iniciales y de carga de la muestra. La mayoría de los métodos evalúan la muestra como un elemento, pero existen otros como la mesa vibratoria y la prueba centrífuga que intentan reproducir condiciones de un modelo a escala de suelo teniendo en cuenta las condiciones de borde.

3.2.1.1 Ensayos de Baja Deformación

Muy pocas pruebas de laboratorio están disponibles para medir las propiedades dinámicas de los suelos a niveles de baja tensión. Columna resonante, prueba de pulso ultrasónico y el ensayo piezoeléctrico son las técnicas comúnmente empleadas. Entre estos métodos, el ensayo de columna resonante es la más popular. Existen diferentes versiones de este método utilizando diferentes condiciones de la muestra.

3.2.1.2 Ensayos de Alta Deformación

Para la medición de propiedades dinámicas dependiente del esfuerzo, varios dispositivos se han desarrollado. Ejemplos típicos son el ensayo triaxial cíclico, Cortante simple directo cíclico y cortante torsional cíclico.

3.2.2 PRUEBAS DE CAMPO

Las pruebas de campo tienen una serie de ventajas, ya que estas pruebas no requieren de muestreo que pueden alterar el esfuerzo y las condiciones estructurales en muestras de suelo. Además, las pruebas miden la respuesta de grandes volúmenes de suelo. Igualmente se pueden clasificar basadas en el rango de magnitud de esfuerzo como de bajo esfuerzo y alto esfuerzo.

3.2.2.1 Ensayos de campo de Bajo Deformación

Las propiedades del suelo dependen mucho del nivel de esfuerzo cortante. En el rango de esfuerzo por debajo del 0,001%, las deformaciones de la mayoría de los suelos son de carácter puramente elástico y recuperable y el amortiguamiento insignificante. Se basan en la propagación de ondas en los materiales. Algunos de estos ensayos son Prueba de Reflexión Sísmica, Refracción sísmica, ensayo de registro de suspensión, vibración en estado de equilibrio o de ondas de Rayleigh, análisis espectral de superficie de onda (SASW), cross-hole y down-hole.

3.2.2.2 Ensayos de campo Alta Deformación

En el rango más alto de esfuerzo cortante, el comportamiento de los suelos es elasto-plástico y produce deformaciones permanentes en el suelo. Test de penetración estándar (SPT), test de Cono de penetración (CPT), Prueba con dilatómetro y presurómetro son tipos de ensayos de alto esfuerzo.

3.3 PRINCIPALES PRUEBAS DE LABORATORIO EMPLEADAS EN LA CARACTERIZACIÓN DINÁMICA DE SUELOS

3.3.1 ENSAYOS DE BAJA DEFORMACIÓN

3.3.1.1 Ensayo De Columna Resonante



Foto 1. Cámara Triaxial de Columna Resonante CENAPRED México. CENAPRED México

Las pruebas realizadas con el método de Columna Resonante permiten la determinación de los parámetros dinámicos del suelo a partir del análisis de una muestra cilíndrica sólida de suelo sometida a vibración. Por medio de esta prueba se puede determinar el módulo longitudinal o Módulo E, el módulo transversal o módulo cortante G, y el porcentaje amortiguamiento. El aparato de columna resonante clásico se deben A Richard (1970); Drnevich (1978); y Stokoe (1978)

Su funcionamiento se basa en la transmisión de las ondas del suelo. Una muestra de suelo cilíndrica inicialmente puesta bajo condiciones de esfuerzo de confinamiento, es sometida a vibraciones sinusoidales que pueden ser

longitudinales, torsionales o ambos, obteniendo velocidades de onda longitudinales o torsionales v_c y v_s , respectivamente. La frecuencia de excitación se varía hasta que se consigue un estado de resonancia. Conjuntamente se miden las deformaciones producidas por las vibraciones impuestas. Conocida la geometría, la masa y los parámetros del sistema, los módulos de cortante y longitudinal y el amortiguamiento pueden determinarse para un valor de deformación medido. El esquema de la figura 15 resume los principales componentes del sistema y las condiciones del modelo

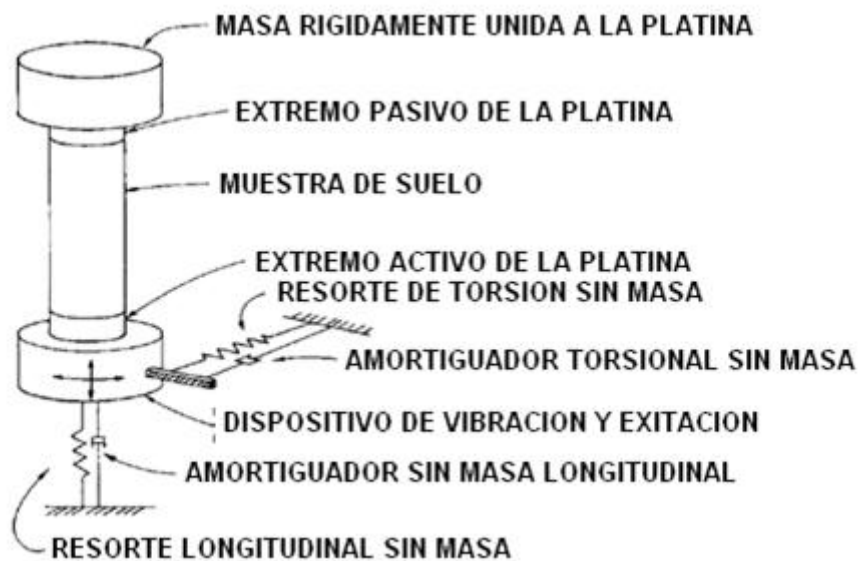


Figura 15. Esquema del sistema de columna resonante Norma ASTM D 4015 Standard Test Methods For Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method

La vibración de la muestra se realiza en condiciones controladas del estado de esfuerzos, por medio de la ubicación del aparato de vibración y la muestra en una cámara. El ensayo inicia con un proceso de consolidación en la muestra mediante la aplicación de una presión de confinamiento. Se somete luego el suelo a una tensión desviadora cíclica lo cual produce en la probeta una deformación que depende de la tensión de corte aplicada y su módulo de rigidez. Además, la muestra puede ser sometida a otras condiciones controladas (por ejemplo, presión de poros, grado de saturación, temperatura).

La excitación se aplica por rozamiento a la cara de la probeta y es generado por un sistema motor de tipo eléctrico. El sistema oscila cíclicamente según la frecuencia de la corriente de alimentación. Durante la sollicitación cíclica de corte se mide el valor de la aceleración y de la tensión eléctrica. La condición de resonancia se alcanza cuando en la pantalla del osciloscopio se comprueba que la señal medida por los dos canales dibuja una elipse.

Los módulos de rigidez se obtienen en un amplio rango de deformaciones menores que el triaxial convencional. Este método de ensayo se considera no destructivo cuando las amplitudes de deformación por vibración están a menos de 10.4 rad (10-4 cm / in), en un rango entre 0.0001 y el 0,5%, y se pueden realizar varias pruebas en la misma muestra con diferentes estados de esfuerzo y amplitudes para medir la variación los módulos y el amortiguamiento con respecto al esfuerzo y la deformación.

Principios de Cálculo

A continuación se describe los principios en los que se basa la prueba para el cálculo del modulo cortante y amortiguamiento.

La velocidad de transmisión de una onda cortante está definida por la expresión

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2)$$

v_s = velocidad de onda cortante

G = Módulo de rigidez de corte

ρ = Densidad el medio

Se considera el sistema de columna resonante como oscilación forzada de un grado de libertad, la ecuación de equilibrio dinámico en condiciones de resonancia viene dada por la expresión (Das 1983):

$$\frac{J_s}{J_m} = 2\pi f_n L \sqrt{\rho/G} * \tan\left(2\pi f_n \sqrt{\rho/G}\right) \quad (3.1)$$

J_s = Momento polar inercia de la probeta respecto a su eje

J_m = Momento polar de inercia del conjunto móvil respecto a su eje

f_n = Frecuencia de resonancia.

ρ = Densidad el suelo.

L = Altura de la probeta

Resolviendo la expresión anterior por métodos numéricos

$$G = k_1 * f_n \quad (3.1)$$

Donde k_1 incluye los valores de J_s , J_m , ρ que son constantes para un ensayo

La sollicitación cíclica de corte genera una deformación angular que no es constante en todos los puntos, por lo tanto debe utilizarse el concepto de deformación angular media. La medición del desplazamiento angular se realiza a través de un acelerómetro; por medio de una doble integración de la aceleración medida se obtiene el valor de desplazamiento.

Fuente.: Medida De La Deformabilidad De Los Suelos Mediante El Equipo De Columna Resonante. Suriol Castellvi, Josep

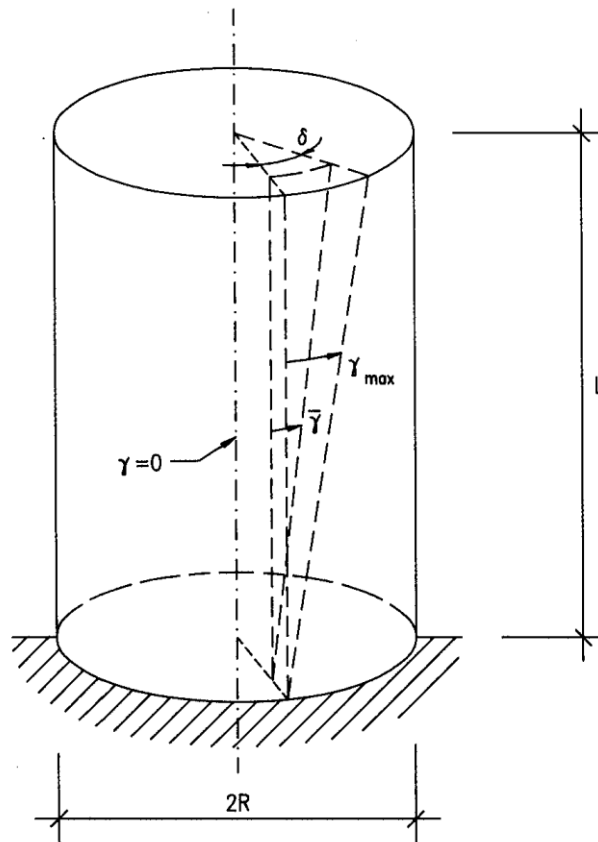


Figura 16 Descripción geométrica de la deformación en la probeta

La deformación máxima en función del radio y el ángulo de deformación se expresa así:

$$\gamma_{max} = \frac{R \cdot \delta}{L} \quad (3.2)$$

R : Radio

δ : Ángulo

Por geometría

$$\bar{\gamma} = K_2 * \frac{V_e}{f_r^2} * \frac{2R}{3L}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{2}{3} * \frac{R\delta}{L}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{2}{3} \gamma_{max}$$

R: Radio

Δ : Ángulo

V_e : Valor eficaz de la tensión eléctrica de salida del acelerómetro

f_r : Frecuencia de resonancia

K_2 : Incluye la distancia del acelerómetro al eje así como los valores de conversión aceleración-tensión

Cuando se corta el aporte de energía al sistema, con el tiempo la oscilación va cesando o atenuándose. La medida de la atenuación proporciona el valor del amortiguamiento. De esta forma se calcula el amortiguamiento

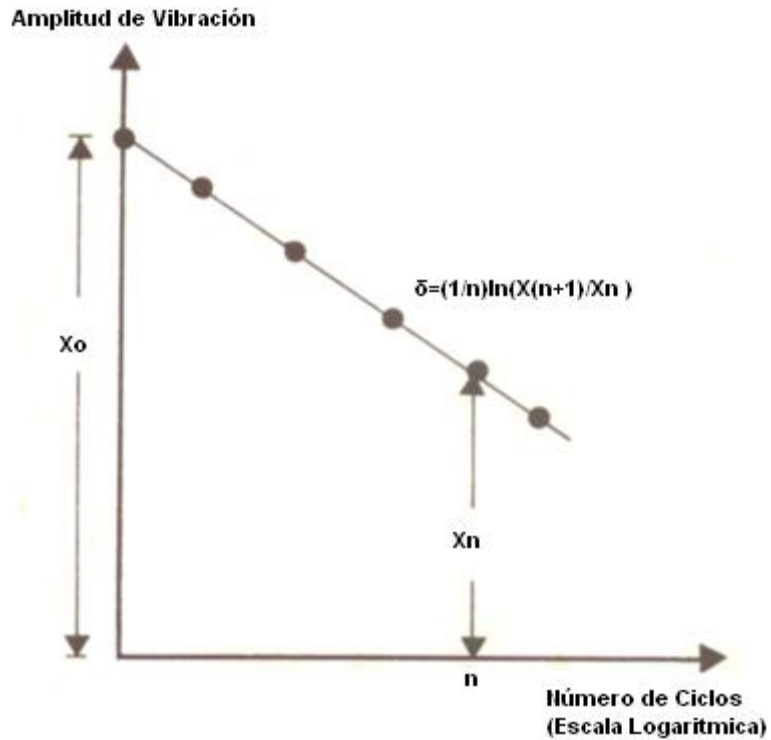


Figura 17 Grafica de la amplitud de vibración- numero de ciclos para le determinación del decremento logarítmico.

$$D = \frac{1}{2\pi n} * \ln\left(\frac{X_1}{X_{n+1}}\right)$$

D = coeficiente de amortiguamiento

X_1 = amplitud del primer ciclo

X_{n+1} = amplitud del ciclo $n+1$

n = numero de ciclo considerado

En la figura 18 puede verse un esquema de la disposición del equipo de ensayo, así como los componentes necesarios para su realización

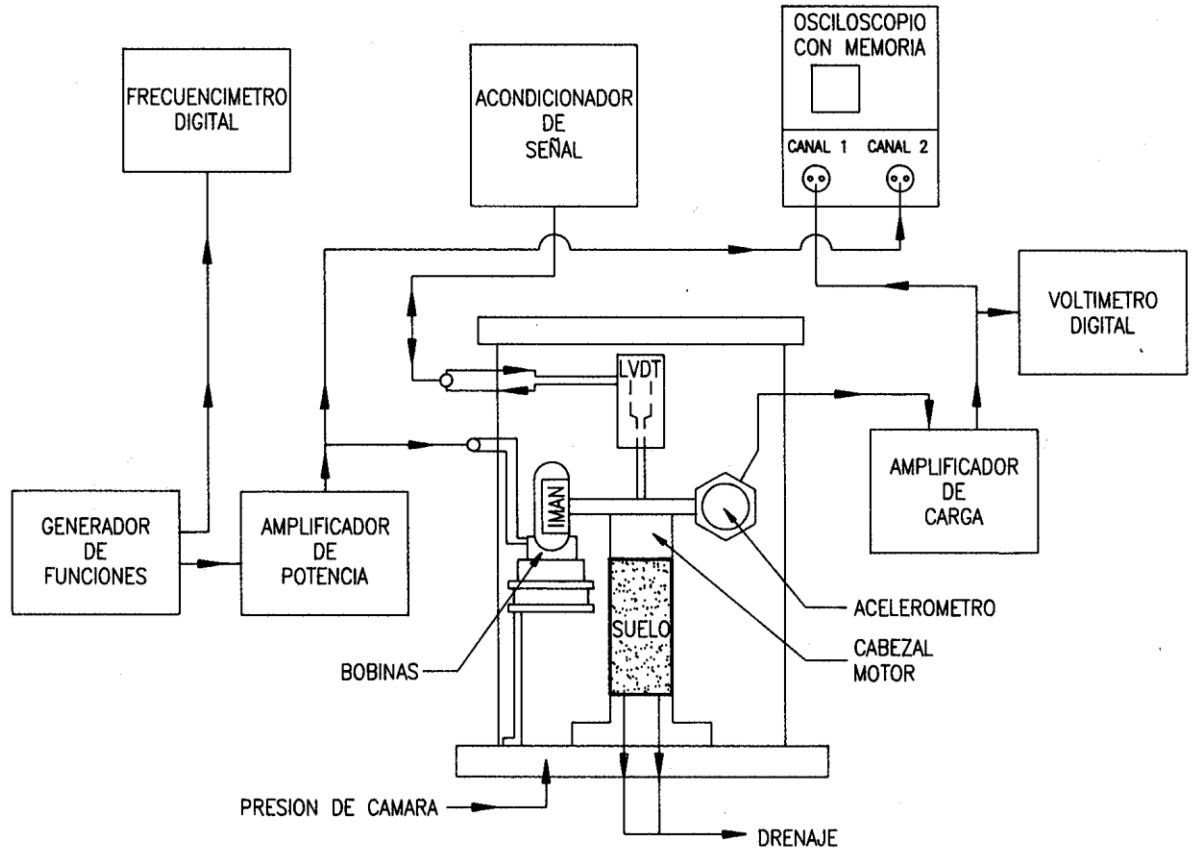


Figura 18. Esquema de la disposición de la instrumentación para el ensayo. Medida de la Deformabilidad de los Suelos Mediante el Equipo de Columna Resonante. Suriol Castellvi, Josep

Resumen de Procedimiento según la norma ASTM D 4015

1. Configuración de la prueba: la configuración de la prueba depende principalmente de el equipo a utilizar, y el método de ensayo a realizar. Se ubica la muestra sobre las platinas y se conecta el dispositivo de excitación de vibraciones. Se realiza el confinamiento de la muestra como sea requerido según la norma.

2. Configuración del equipo electrónico: Se conecta el dispositivo de excitación a un generador de ondas sinusoidales. Se conecta los transductores de vibración a los instrumentos de lectura del movimiento que va a ser aplicado. Todo esto según los manuales de cada instrumento electrónico.
3. Medición de la frecuencia de resonancia: Al iniciar la prueba la potencia aplicada al sistema debe ser un nivel bajo dentro de lo práctico. Se incrementa entonces la frecuencia desde un valor inicial bajo hasta que se llegue al valor de resonancia. Se conoce el valor de resonancia cuando el osciloscopio, utilizando un transductor de aceleración o desplazamiento, produce una elipse. Si se utiliza un transductor de velocidad debe figurar una recta con pendiente.
4. Medición de la amplitud de desplazamiento: la medición del desplazamiento se realiza cuando el sistema está en resonancia. Los transductores de movimiento aportan la información necesaria para calcular el desplazamiento.
5. Medición del amortiguamiento: está relacionado con la amplitud y la frecuencia de resonancia. Existen dos formas de cálculo, por vibración en estado de equilibrio y decaimiento de la amplitud,

3.3.1.2 Ensayo De Pulso Ultrasónico

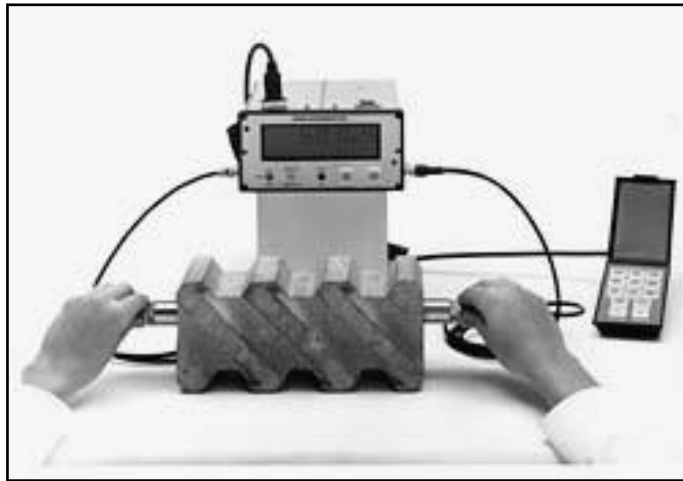


Foto 2. Equipo de ensayo de pulso ultrasónico.
imtcolombia.com/index_archivos/index.20.jpg

El ensayo de pulso ultrasónico es un procedimiento sencillo que utiliza la transmisión de ondas en un medio, para calcular propiedades como las constantes elásticas, especialmente en materiales isotrópicos o con ligera anisotropía (Lawrence 1963,; Nacci and Taylor 1967). El método consiste básicamente en la medición del tiempo de propagación, con el cual se calcula la velocidad de propagación de ondas longitudinales o cortante y posteriormente el cálculo del modulo de elasticidad E , modulo cortante G , coeficiente de Poisson y Lamme.

El ensayo consiste en inducción y medición de pulsos ultrasónicos por medio de un transmisor y un receptor los cuales están fabricados de un material piezoeléctrico que al ser sometidos a un voltaje a través de sus caras presentan una deformación, produciendo además un voltaje. Los transductores son ubicados en unas platinas que se adhieren a la muestra, el pulso eléctrico que se aplica al transductor transmisor genera una onda que viaja a través de la muestra. En el momento en que la onda alcanza el

receptor este se deforma generando un pulso. Conocida la distancia entre el transmisor y receptor, la diferencia de tiempo de las dos señales es el valor que nos permite calcular la velocidad de propagación de la onda ya sea de compresión o cortante.

Esta prueba se realiza para deformaciones bajas, es un método no destructivo por lo cual se puede llevar a cabo varias veces sobre la misma muestra. El tipo de onda transmitida depende del tipo de transductor empleado. Este ensayo se utiliza especialmente en rocas y sedimentos.

Procedimiento de cálculo

Medido el tiempo de propagación de una onda cortante calculamos la velocidad de la siguiente forma:

$$v_s = L/t$$

V_s = velocidad de onda

L = distancia de desplazamiento del pulso

t = tiempo de viaje del pulso

Calculamos el módulo cortante

$$G = \rho v_s^2$$

G = Modulo cortante

V_s = velocidad de onda

ρ = densidad de la muestra

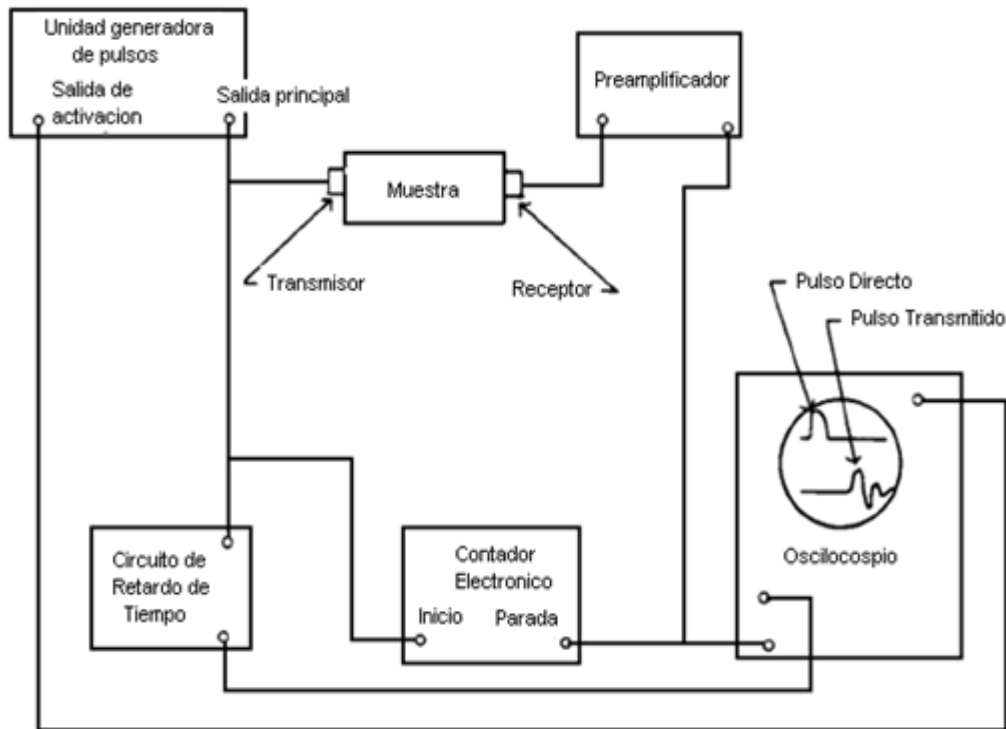


Figura 19. Diagrama esquemático de un aparato típico de pulso ultrasónico.
 ASTM D2845 Standard Test Method For Laboratory Determination Of Pulse
 Velocities And Ultrasonic Elastic Constants Of Rock

Procedimiento de ensayo

1. Determinación de la distancia de viaje de la onda: la posición de los transductores sobre la muestra debe marcarse para que la línea de centro a centro entre el transmisor y receptor no tenga mayor inclinación y la medida de la distancia sea lo más exacta posible.

2. Determinación del tiempo de viaje de la onda: se incrementa el voltaje de salida del generador, se aumenta el amplificador, la sensibilidad del osciloscopio y el contador a un nivel óptimo el cual es el necesario para activar el contador en su nivel más mínimo. El oscilador está programado para visualizar el pulso directo y la primera llegada del pulso transmitido,

el contador se activa cuando se emite el pulso y se detiene con la llegada de éste al receptor, Se calcula el tiempo cero y se realizan las correcciones a las mediciones.

3.3.1.3 Ensayo De Elementos Piezoeléctricos Bender Element

La prueba de elementos piezoeléctricos o Bender element se basa también en la transmisión de ondas en un medio, método por el cual podemos calcular los módulos elásticos de una muestra de suelo (Shirley and Anderson 1975; De Alba et al.; 1984; Dyvik and Madshus, 1985). Los elementos mencionados se funcionan de tal modo que un voltaje aplicado a sus caras causa que uno se expanda mientras el otro se contrae, produciendo que el elemento completo se doble. De la misma forma elemento a medida que se deforma genera un voltaje. Los elementos se pueden utilizar como receptores y transmisores de una onda s.

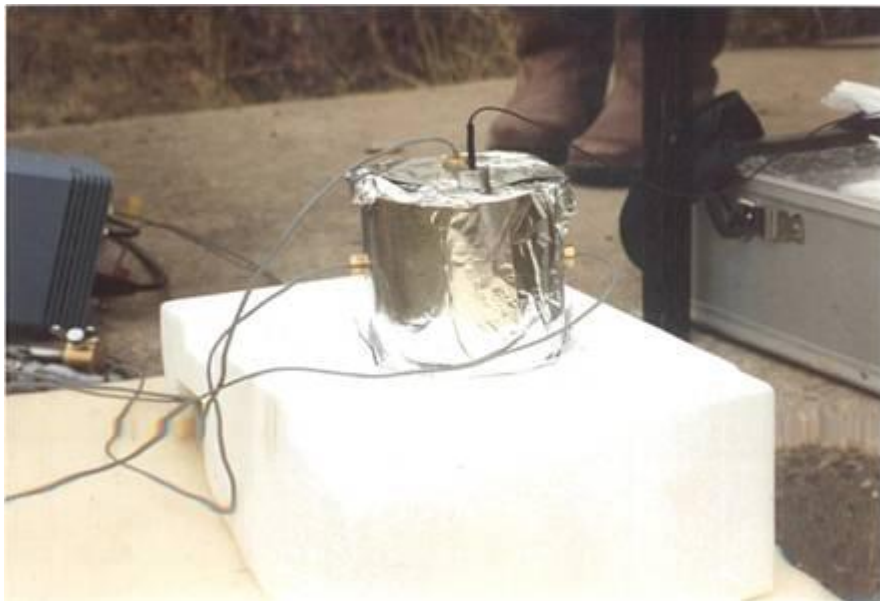


Foto 3. Ensayo de elementos piezoeléctricos Bender Elements. Catalogo GDS Instruments

Los Bender Elements son un transductores los cual son construidos uniendo dos materiales piezoeléctricos, así cuando se aplica un voltaje uno de los materiales se expande mientras el otro se contrae produciendo que el elemento se doble, como se observa en la figura 20. Además cuando ésta deformación ocurre genera otro voltaje.

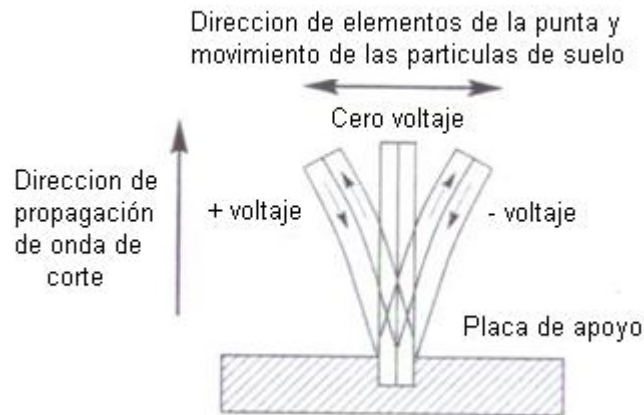


Figura 20. Elemento piezoeléctrico Bender Element. Un voltaje positivo causa que el elemento se doble hacia un lado, un voltaje negativo causa que se doble hacia el otro. Geotechnical Earthquake Engineering. Steve L. Kramer.

El ensayo consiste en dos elementos que se establecen en los extremos de una muestra de suelo a una distancia determinada, actuando uno como un transmisor y el otro un receptor. Un generador transmite al elemento transmisor un voltaje de entrada en forma de onda para producir el efecto de deformación cuando esto sucede se genera entonces un voltaje en forma de onda cortante que viaja por la muestra. Cuando el elemento receptor recibe la onda cortante, se dobla y genera otro impulso eléctrico en forma de onda. Todas estas señales son capturadas y mostradas por un osciloscopio el cual mide la diferencia de tiempo entre estos 2 voltajes el cual luego se divide en la distancia entre los dos elementos a los lados de la muestra para así calcular la velocidad de la onda.



Foto 4. Equipo de Bender elements, pieza superior e inferior. Catalogo GDS Instruments

Este tipo de ensayo posee varias ventajas: es una prueba no destructiva, y por lo tanto prácticamente no hay límite en el número de pruebas repetitivas que se pueden realizar, y se ha estado incorporado a dispositivos convencionales y triaxiales de cortante simple directo, odeómetros y pruebas de moldeamientos, facilitando así la comparación con los resultados de otras pruebas.

A partir de comparaciones en pruebas de columna resonante y de elementos piezoeléctricos se ha determinado que la diferencia entre los módulos calculados no es mucha, pero el principal inconveniente de este ensayo es la subjetividad a la hora de la medición del tiempo de llegada de la onda cortante Dyvik Madshus (1985). Ante este problema se ha intentado establecer varios métodos de determinación del tiempo de llegada pero aun hoy existen desacuerdos (Viggiani y Atkinson 1995, Lee y Santamarina 2005, y Leong et al. 2005.)

Principios de cálculo

La bases para el cálculo de la velocidad de onda y del modulo cortante G corresponden a las que se emplean en el anteriormente mencionado ensayo de pulso ultrasónico

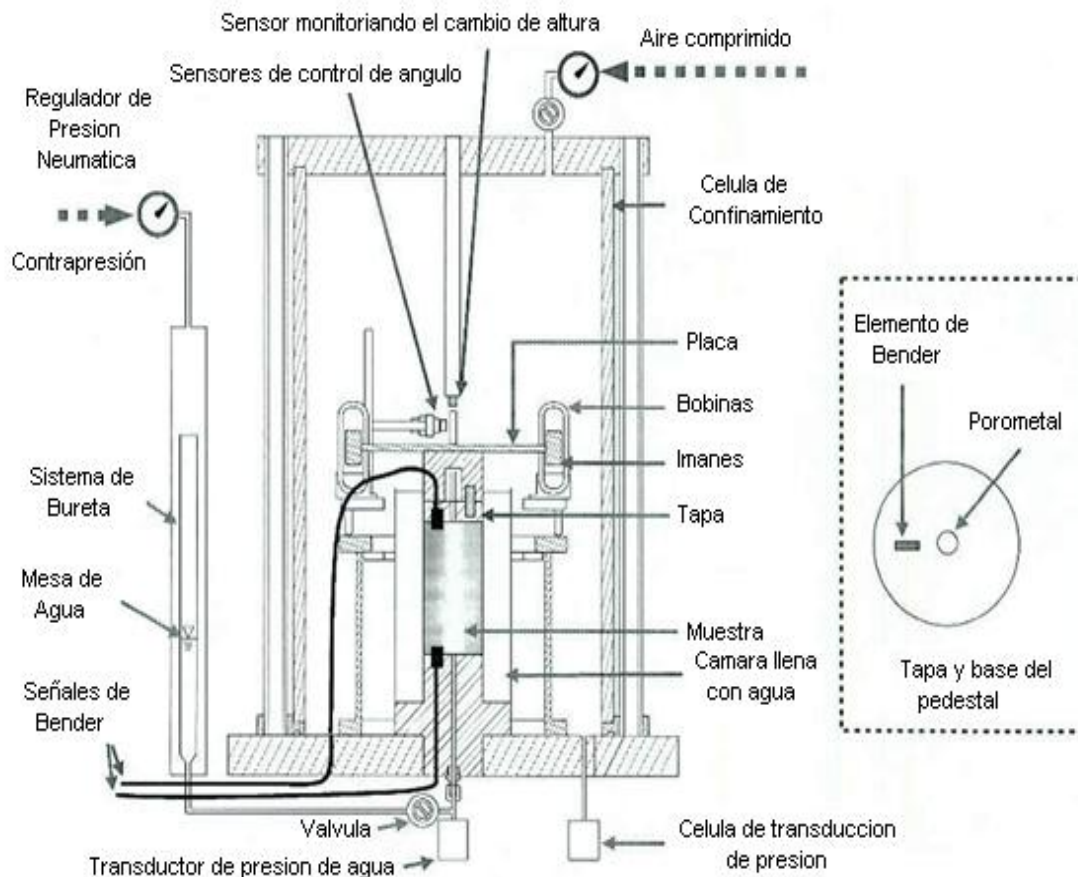


Figura 21. Diagrama esquemático de equipo de ensayo modificado de Columna resonante y cortante torsional con adaptación de Bender Elements. Measurement of Small-Strain Shear Modulus G_{max} of Dry and Saturated Sands by Bender Element, Resonant Column, and Torsional Shear Tests. Choo, Yun-Wook. Kim, Dong-Soo, Youn, Jun-Ung

3.3.2 ENSAYOS DE ALTA DEFORMACIÓN

3.3.2.1 Ensayo Triaxial Cíclico



Foto 5. Equipo Triaxial Cíclico , el equipo pertenece al laboratorio de dinámica de suelos de la Ruhr Universidad de la ciudad de Bochum en Alemania. Estimación de la Historia De Precarga Cíclica de un Suelo, con ayuda del potencial de licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire.

El ensayo triaxial dinámico es el procedimiento más comúnmente utilizado para la medición de propiedades dinámicas a niveles de alta deformación en el laboratorio. Se procura en este ensayo aplicar sobre la muestra cargas que se presentan durante un sismo, aplicando un esfuerzo desviador cíclico y un confinamiento constante, de la misma forma cómo se realiza durante ensayo triaxial estático. Uno de los principales propósitos de este ensayo es

obtener datos de esfuerzo deformación que permitan calcular el modulo de Young E y el amortiguamiento.

En el ensayo la muestra se cubre con una membrana de goma y se ubica entre las platinas dentro de la cámara triaxial. Se confina la muestra bajo un esfuerzo radial constante o en algunas ocasiones variable en la misma proporción del esfuerzo axial. La diferencia entre el esfuerzo axial y el esfuerzo radial corresponde al esfuerzo desviador. Existen 2 procedimientos para este tipo de ensayo según las condiciones de control de la prueba, el procedimiento define también la forma de aplicación del esfuerzo. El primer método tiene la desventaja de que si se van a considerar más de un sismo, se requieren muchas pruebas diversas de laboratorio. Además, el equipo de prueba especial para aplicar patrones programados de la tensión es algo costoso. Por lo tanto, el segundo método se utiliza más a menudo ya que un solo sistema de datos del ensayo de laboratorio se puede utilizar para evaluar muchos patrones de las tensiones que se presentan in situ, y se requiere un dispositivo de carga más simple en el laboratorio.

- Condiciones Controladas de Carga: Las cargas en este procedimiento son de tipo hidráulicas o neumáticas.
- Condiciones controladas de deformación: Se realiza aplicación de cargas mecánicas o un sistema hidráulico.

La prueba triaxial cíclica se ha utilizado extensivamente en el estudio del suelo sometido a cargas que simulan un terremoto, se ha utilizado para los estudios de la investigación en el comportamiento de la licuefacción del suelo, cuando el desviador de carga completa un ciclo entre compresión y tracción aumenta la presión de poros en la muestra por lo tanto la tensión efectiva disminuye entonces se dice que ha sucedido licuefacción cuando la presión de poros llega a ser igual a la tensión total.

En estos casos numerosos factores pueden afectar la resistencia a la licuación desarrollada por una muestra triaxial cíclica y hacer que difiera de la que se pudo desarrollar in situ. Éstos incluyen el método de preparación de la muestra, su densidad relativa, el tamaño de las partículas y la gradación del suelo, el tamaño de la muestra, la relación entre las tensiones principales durante la consolidación, la forma de la función de carga aplicada, la frecuencia de la función de la carga, y el grado de saturación en la muestra. Una ampliación de este fenómeno de licuefacción y el análisis de este por medio del ensayo triaxial cíclico se encuentra en la referencia Braja Das (1982).

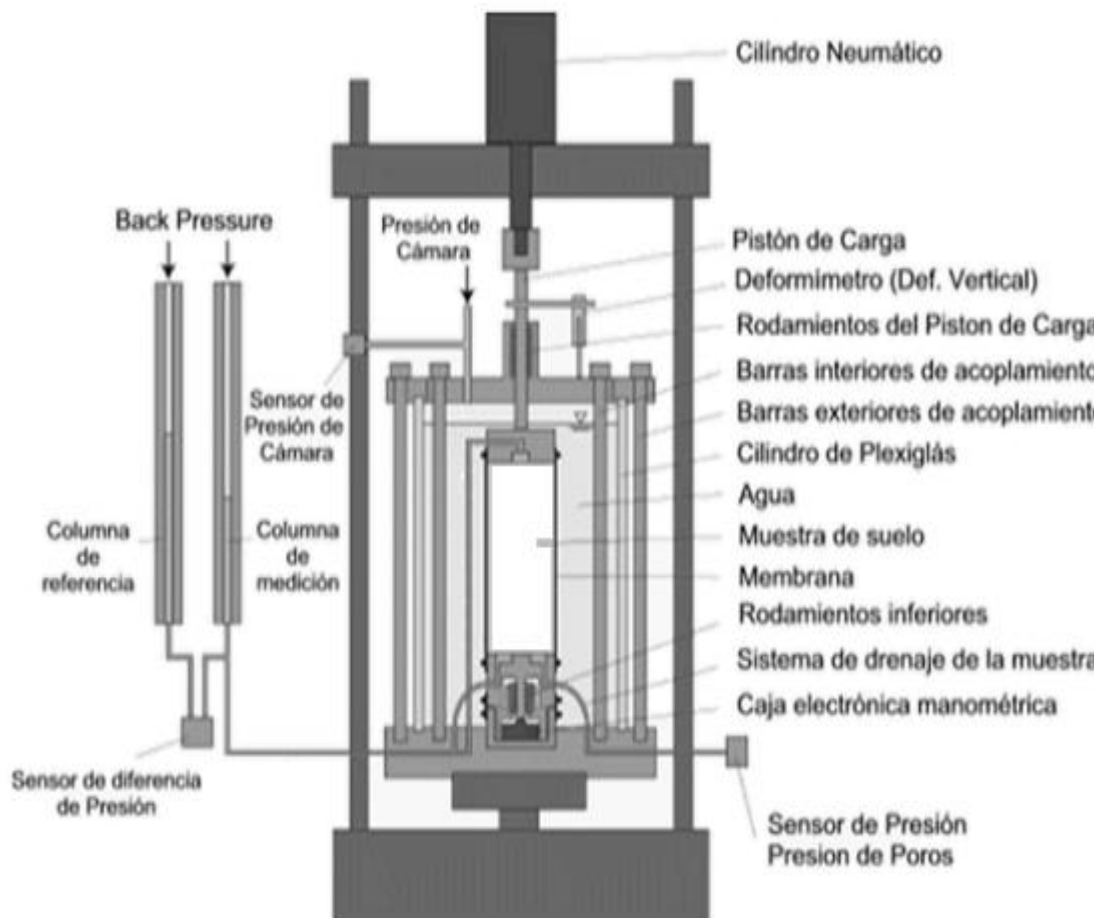


Figura 22. Esquema del equipo triaxial cíclico. Estimación de la Historia De Precarga Cíclica de un Suelo, con ayuda del potencial de licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire.

La Figura 22 muestra el estado de tensiones para un ensayo triaxial cíclico en el diagrama p-q. Antes de iniciarse la carga cíclica la muestra se encuentra en un estado inicial de tensiones p-q. Este estado será modificado debido al desviador de tensiones aplicado (Δq) con una amplitud $\Delta\sigma_1$. Con esto se alcanza un estado de tensiones máximo (p_{max} , q_{max}) y mínimo (p_{min} , q_{min}).

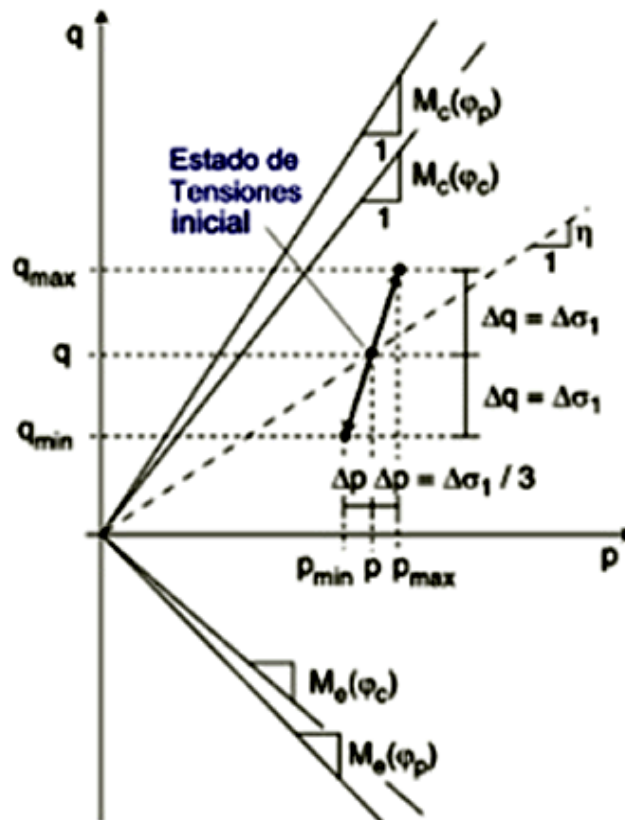


Figura 23. Estado de tensiones para un ensayo triaxial cíclico en diagrama p-q. Estimación de la Historia De Precarga Cíclica de un Suelo, con ayuda del potencial de licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire.

En la Figura 22 también se muestran las líneas críticas de frontera con pendientes M, tanto para compresión (M_c) como para extensión (M_e). Estas pendientes son función del ángulo de fricción interna propio de la arena (que se puede obtener del ensayo de cono de arena). En tal caso se encuentran

dos ángulos, el crítico (φ_c) y el máximo (φ_p). Dichas pendientes pueden definirse como sigue:

$$Mc = \frac{6\text{Sen}\varphi}{3 - \text{Sen}\varphi}$$

$$Me = \frac{6\text{Sen}\varphi}{3 + \text{Sen}\varphi}$$

Por último η es la razón de tensiones que se define como:

$$\eta = \frac{q}{p}$$

Procedimiento de Cálculo

Debido a que el ensayo triaxial cíclico no aplica esfuerzos cortantes, no calcula directamente el modulo cortante G . La curva histerética correspondiente a este ensayo es esfuerzo- deformación axial con la cual se calcula el modulo E . Luego empleando la relación de Poisson por medio de la expresión 2.2 se calcula el modulo cortante.

$$\nu = \frac{E}{2G-1} \quad (2.2)$$

El cálculo del amortiguamiento se realiza también a partir de la curva histerita según lo descrito en el capítulo 2 en la expresión 2.36

$$D = \frac{1}{4} A_L / \pi A_T \quad (2.36)$$

Procedimiento General ASTM D 3999

Un espécimen cilíndrico del suelo se pone en el aparato triaxial de la prueba y se sella en una membrana de goma hermética

1. Medición de la muestra: se determina la densidad de la muestra y los cambios de volumen durante la saturación y consolidación ya que esto afectan la rigidez del ensayo triaxial cíclico.

2. Saturación de la muestra: Se satura la muestra, si así se desean las condiciones del ensayo, llenando los vacíos de la muestra con agua si permitir que se tense la muestra o se hinche. Se realiza sometiendo la muestra y el sistema de drenaje a presión de agua. Si es necesaria la consolidación de la muestra se satura según los procedimientos indicados en la norma para cada rango de esfuerzo. Se calcula el parámetro de presión de poros según la norma.

3. Consolidación: el proceso de consolidación permite que la muestra encuentre equilibrio bajo los esfuerzos efectivos de consolidación. Se mide el cambio de altura de la muestra y se mantienen las condiciones isotrópicas aplicando una carga axial que evita que se eleve la barra de carga. Luego del tiempo de consolidación se cierra el drenaje.

4. Carga cíclica o deformación cíclica: la válvula al sistema de drenaje se cierra. Se inicia la carga cíclica sinusoidal sobre la muestra con frecuencias de 1Hz. Durante el ciclo de carga o el ciclo de deformación se mantiene la presión de celda constante y se miden la deformación axial o la carga axial generada y si aplica la presión de poros. Bajo carga controlada los suelos duros presentara una deformación permanente que puede producirse por un ciclo de carga no balanceado o por consolidación anisotrópica. Esto causa que la curva histerética se mueva en el eje de deformación.

Ejemplos de ensayos realizados

Se han realizado dos tipos de ensayos, con y sin precarga cíclica. Se ensayaron con una densidad relativa de 60% en probetas cilíndricas de 20 cm de alto y un diámetro de 10 cm.

Las características de la arena utilizada se presentan en la siguiente tabla:

ρ_s [g/cm ³]	$\rho_{d,min}$ [g/cm ³]	$\rho_{d,max}$ [g/cm ³]	e_{max} [-]	
2,65	1,414	1,680	0,874	
e_{min} [-]	d_{50} [mm]	d_{10} [mm]	d_{30} [mm]	d_{60} [mm]
0,577	0,55	0,33	0,48	0,59

Tabla 4. Características de la arena utilizadas en el ensayo. Estimación de la Historia De Precarga Cíclica de un Suelo, con ayuda del potencial de licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire.

Ensayos sin precarga cíclica

Se comienza con la carga cíclica isotrópica $\sigma_1' = \sigma_3' = 100$ KPa ($p = 100$ KPa, $q = 0$, $u = 300$ KPa). La tensión total vertical varía entre $\sigma_1 + \Delta\sigma_1$ y $\sigma_1 - \Delta\sigma_1$ donde $\Delta\sigma_1$ corresponde al desviador de tensiones, que varía según el ensayo.

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 esté completamente licuada la

muestra o hasta alcanzar un número de ciclos máximo previamente establecido (para los ensayos $N_{\max} = 1000$).

Consideramos la muestra que fue ensayada con una amplitud vertical de carga de 40 KPa. En la tabla 4 encontramos que posee una densidad relativa inicial $I_{D,0} = 62\%$ y una densidad relativa al momento de iniciar el ensayo de $I_{D,0} = 63\%$. El estado inicial de tensiones es el mismo para todos los ensayos $p = 100$ y $q = 0$ KPa.

El valor B consiste en el cociente entre dichas variaciones $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$. Se considera aceptable para las arenas un valor de B igual o superior a 0,95.

Nombre del Ensayo	Densidad Relativa		Valor-B	Estado Inicial de Tensiones		Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_1$ [kPa]
	$I_{D,O}$	$I_{D,S}$		p [kPa]	q [kPa]	
Liq02	0.68	0.69	0.97	100	0	60(59.3)
Liq04	0.73	0.74	0.91	100	0	30(28.9)
Liq06	0.63	0.64	0.86	100	0	50(48.3)
Liq07	0.62	0.63	0.84	100	0	45(45.0)
Liq08	0.68	0.69	0.89	100	0	35(33.5)
Liq09	0.64	0.65	0.84	100	0	55(55.0)
Liq10	0.62	0.63	0.95	100	0	40(38.1)

Tabla 5. Resumen de datos. Siete ensayos sin precarga cíclica Estimación de la Historia de Precarga Cíclica de un Suelo, con Ayuda del Potencial de Licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire

Ensayo	Densidad Relativa			Valor-B	Estado Inicial de Tensiones		Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_{1,vorb}$ [kPa]	Número de Ciclos Precarga N_{vorb}	Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_1$ [kPa]
	$I_{D,O}$	$I_{D,v.V}$	$I_{D,n.V}$		p [kPa]	q [kPa]			
Liq12	0.66	0.67	0.68	1.02	100	0	50	10	60 (58.4)
Liq13	0.64	0.65	0.65	0.92	100	0	50	10	40 (39.5)
Liq16	0.64	0.64	-	0.85	100	0	50	10	50 (49.6)
Liq17	0.64	0.65	0.65	1.02	100	0	50	10	52.5 (52.0)
Liq18	0.65	0.66	--	0.95	100	0	50	10	47.5 (47.4)
Liq19	0.65	0.66	0.66	0.93	100	0	50	10	42.5 (42.3)
Liq24	0.65	0.66	0.67	0.91	100	0	50	10	45 (44.4)
Liq25	0.62	0.63	0.64	0.98	100	0	50	10	55 (54.8)

Tabla 6. Ensayos con precarga cíclica drenada. Precarga con $\Delta\sigma_1 = 50$ kPa y $N = 10$. Estimación De La Historia De Precarga Cíclica De Un Suelo, Con Ayuda Del Potencial De Licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire

En el gráfico de la figura 24 podemos observar el diagrama p-q para dicho ensayo:

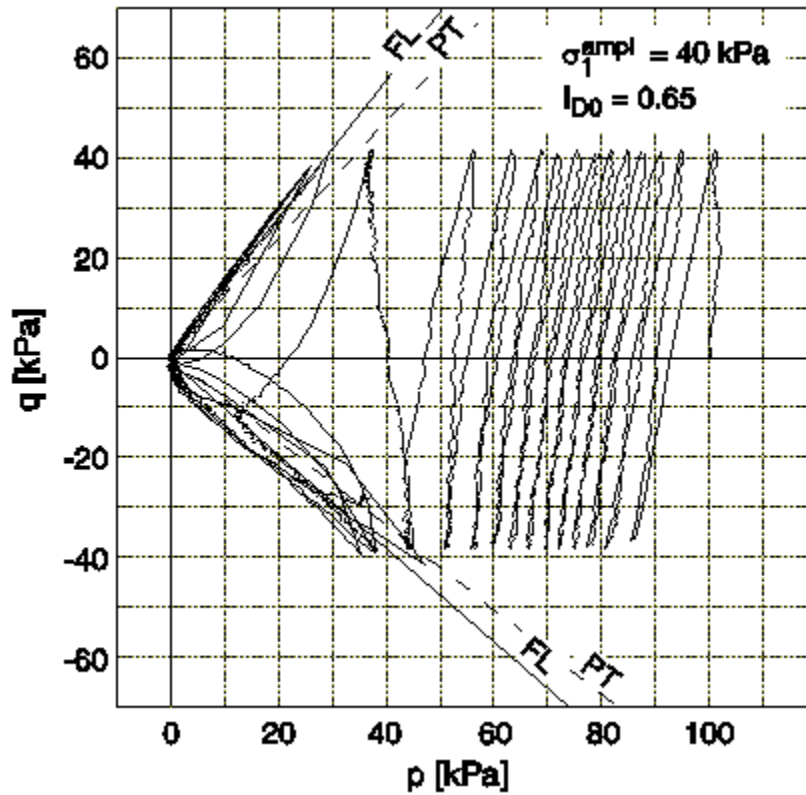


Figura 24. Camino de tensiones en diagrama p-q para Ensayo sin precarga. Estimación de la Historia de Precarga Cíclica de un Suelo, con Ayuda del Potencial de Licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire

En el diagrama se aprecia el camino desarrollado por las cargas. Se puede dividir en dos etapas. La primera es bastante homogénea en la cual se aprecian claramente los ciclos de carga sufridos por la muestra aumentando en la zona de compresión a los 40 KPa y disminuyendo (extensión) hasta -40 KPa. Durante dicha etapa del ensayo, las deformaciones sufridas por la muestra son mínimas.

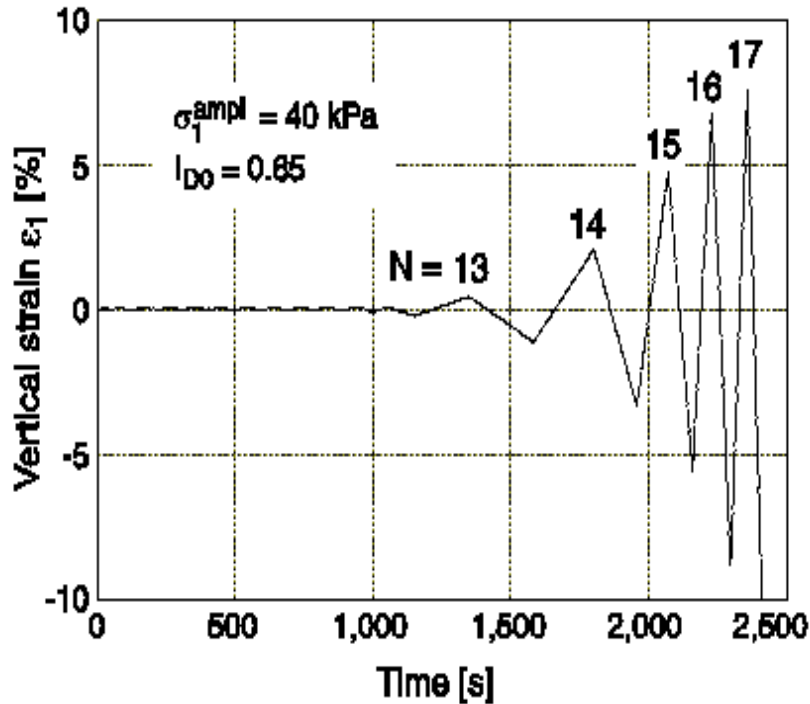


Figura 25. Deformación unitaria vertical para ensayo sin precarga. Estimación de la Historia de Precarga Cíclica de un Suelo, con Ayuda del Potencial de Licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire

La figura 25 muestra la curva de deformación vertical en el tiempo. En ella se observa una pequeña deformación vertical hasta aproximadamente los 1200 segundos. En este momento en el diagrama p-q (Figura 24) las tensiones tocan las líneas de frontera. Con ello se pasa a una segunda etapa en el grafico que va acompañada de mayores deformaciones y de un aumento acelerado de la presión de poros

Se dice a estas alturas que la muestra ha comenzado a licuar ya que la presión de poros ha alcanzado un valor igual a la tensión total por primera vez, al mismo tiempo que la tensión efectiva ha disminuido hasta valores cercanos a cero. La presión de poros (u) y la tensión por lo tanto se hace cero.

Esta condición se mantiene durante los siguientes ciclos de carga pero como se observa en la figura 25 la deformación aumenta en gran medida con cada siguiente ciclo (14, 15, 16, 17). El ensayo se detiene cuando la deformación unitaria supera el 10%.

Ensayos con precarga cíclica

Para los ensayos con precarga cíclica antes de cerrar el drenaje se somete la muestra a una carga cíclica drenada con un desviador de tensiones $\Delta\sigma_{1\text{vorb}}$ y un número de ciclos N_{vorb} . Se somete la muestra a un estado isotrópico de tensiones ($p = 100$ KPa, $q = 0$ KPa). Y se mide finalmente la variación que esta precarga ha inducido en la muestra. Posteriormente se cierra el drenaje y se realiza un procedimiento idéntico de carga al explicado previamente para ensayos sin precarga.

Las tablas 5, 6 y 7 muestran los ensayos realizados con precarga cíclica drenada. La tabla 5 y 7 corresponden a ensayos con 10 ciclos de precarga y amplitudes de 50 y 30 KPa respectivamente. La tabla 6 corresponde a los ensayos con una precarga drenada de 100 ciclos y una amplitud de 50 KPa.

Ensayo	Densidad Relativa			Valor- B	Estado Inicial de Tensiones		Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_{1,vorb}$ [kPa]	Número de Ciclos Precarga N_{vorb}	Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_1$ [kPa]
	$I_{D,O}$	$I_{D,v.V}$	$I_{D,n.V}$		p[kPa]	q[kPa]			
Liq20	0.64	0.65	0.66	0.97	100	0	50	100	50 (49.9)
Liq21	0.64	0.65	0.67	0.97	100	0	50	100	60 (59.9)
Liq22	0.68	0.69		0.98	100	0	50	100	55 (54.5)
Liq23	0.63	0.64	0.66	0.98	100	0	50	100	45 (45.0)

Tabla 7. Ensayos con precarga cíclica drenada. Precarga con $\Delta\sigma_1 = 50$ kPa y $N = 100$. Estimación de la Historia de Precarga Cíclica de un Suelo, con Ayuda del Potencial de Licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire

Ensayo	Densidad Relativa			Valor- B	Estado Inicial de Tensiones		Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_{1,vorb}$ [kPa]	Número de Ciclos Precarga N_{vorb}	Amplitud Carga Vertical $\Delta\sigma_1$ [kPa]
	$I_{D,O}$	$I_{D,v.V}$	$I_{D,n.V}$		p [kPa]	q [kPa]			
Liq26	0.63	0.64	0.64	0.94	100	0	30	10	50 (49.4)
Liq27	0.62	0.62	0.63	0.95	100	0	30	10	40 (39.9)
Liq28	0.63	0.64	0.64	1.00	100	0	30	10	35 (34.8)
Liq30	0.59	0.60	0.60	0.93	100	0	30	10	30 (30.0)
Liq31	0.61	0.62	0.62	0.94	100	0	30	10	45 (45.0)

Tabla 8. Ensayos con precarga cíclica drenada. Precarga con $\Delta\sigma_1 = 30$ kPa y $N = 10$. Estimación de la Historia de Precarga Cíclica de un Suelo, con Ayuda del Potencial de Licuación, Luis Collarte Concha, Mauro Esteban Poblete Freire

La precarga cíclica drenada produce en la muestra un cambio en su geometría lo que se traduce en un cambio en su densidad, debido a ello, en el posterior ensayo a la licuación, el número de ciclos al cual la muestra fallará deberá ser distinto al encontrado para ensayos sin precarga.

En el gráfico se aprecian claramente los 10 ciclos de precarga drenada con el aumento correspondiente de esta diferencia de volumen que implica una disminución en el volumen total de la muestra (figura 26).

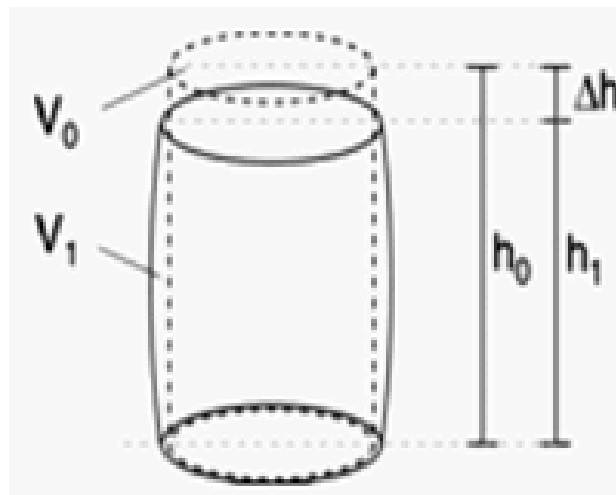


Figura 26. Cambio en la geometría de la muestra debido a la precarga cíclica no drenada.

Para todos los casos se tienen tres densidades relativas: $I_{D,0}$ que corresponde a la densidad relativa inicial de la muestra, $I_{D,v,v}$ que corresponde a la densidad al momento de iniciar el ensayo de precarga e $I_{D,n,v}$ corresponde a la densidad después de la precarga cíclica drenada, esto es al momento de iniciar el ensayo a la licuación.

Todas las muestras, luego de la precarga respectiva se ensayaron a la licuación de manera similar a lo explicado para ensayos sin precarga. Es decir se variaron las amplitudes de carga, para cada caso de precarga, entre 30 y 60 kPa.

Durante la precarga cíclica drenada la muestra sufre un cambio en su geometría, esto es, disminución de volumen y de altura. Lo anterior implica un aumento en su densidad, debido a lo cual es natural pensar que una vez terminados los ciclos de precarga con una muestra más densa, cueste más lograr la licuación en el posterior ensayo. Sin embargo el cambio de densidad es pequeño comparado con las grandes diferencias encontradas en el número de ciclos necesarios para licuar las muestras que poseen una precarga cíclica drenada en comparación con las que no la poseen.

3.3.2.2 Cortante Simple Directo Cíclico

Fuente: Curso De Dinámica De Suelos, Denys Parra Murrugarra.

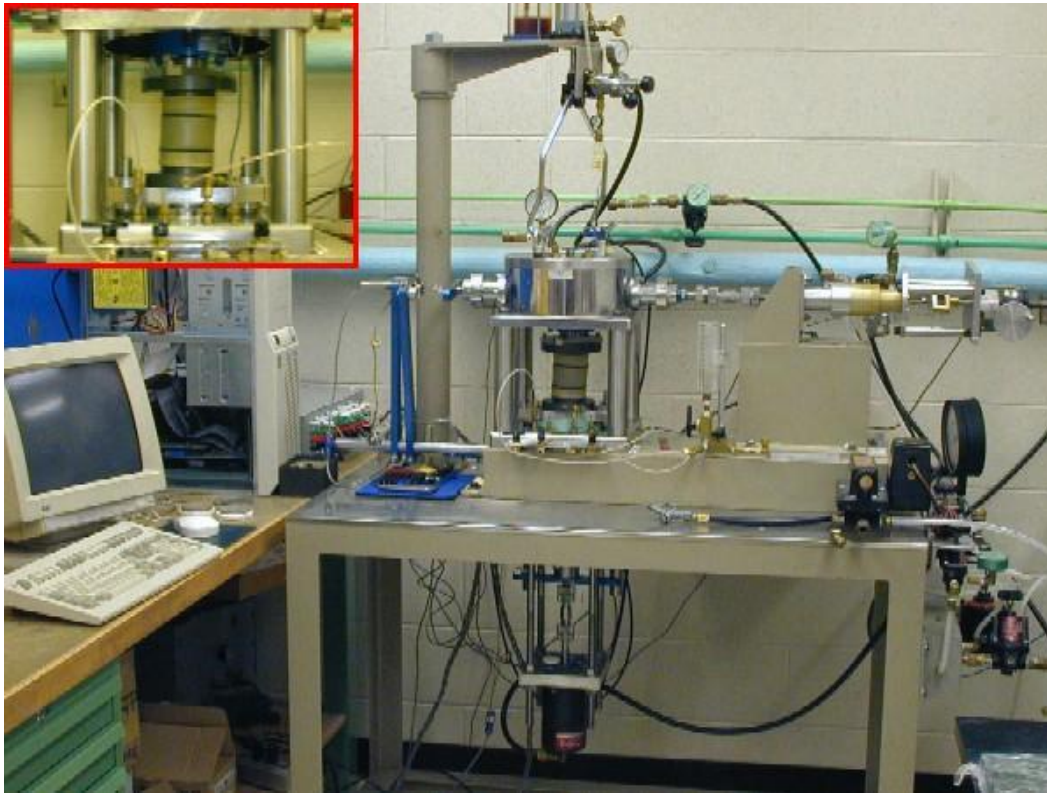


Foto 6. Equipo de Cortante directo simple cíclico

El ensayo de cortante simple directo cíclico está diseñado para realizar la medición de parámetros dinámicos a muestras de suelo de manera más adecuada y directa que el ensayo triaxial cíclico. El procedimiento consiste en la aplicación de un esfuerzo cortante horizontal a una muestra cilíndrica y la imposición de extensión nula en la otra dirección horizontal perpendicular.

La muestra es restringida lateralmente con una membrana de caucho reforzada con acero. La membrana reforzada impone un área de sección transversal esencialmente constante, por lo tanto, si se previene el desplazamiento vertical, es posible simular condiciones de volumen constante. Este también impone una rotación no controlada de los esfuerzos principales mientras la muestra es

Características del Procedimiento Ensayo de Corte Simple Cíclico

- Inicialmente se confina la muestra con una tensión vertical que es aplicada por un solo pistón de aire que actúan bajo el control de un regulador.
- La tensión de corte horizontal cíclica se aplica al cambiar la presión en una de las dos cámaras de los pistones de doble efecto, utilizando una computadora controlada por un electro-transductor neumático
- El dispositivo está equipado con un sistema automático para definición de parámetros y características de ensayo, así como para adquisición de los datos y elaboración de los mismos
- Debido a que no se imponen esfuerzos cortantes en sentido vertical el momento generado por el esfuerzo horizontal se balancea con una distribución no uniforme de los esfuerzos horizontales. Esta no uniformidad se pueden reducir incrementando la relación diámetro/peso de la muestra por encima de 8:1 (Kovacs y Leo, 1981).

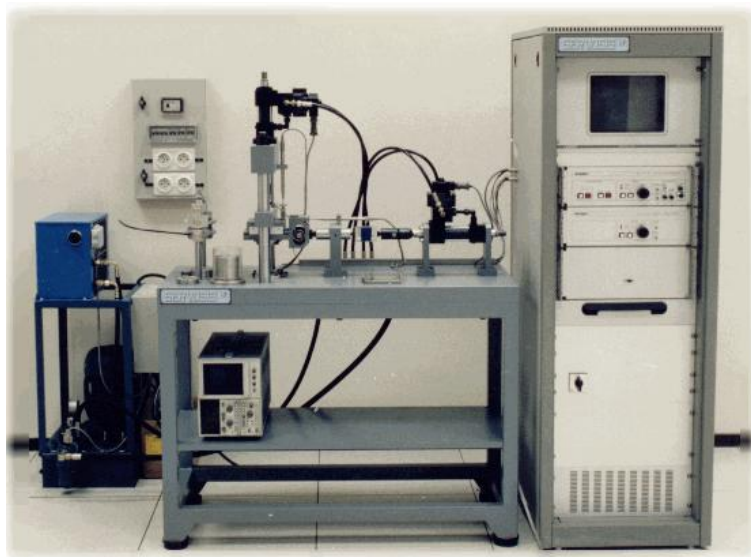


Foto 7: Equipo de corte simple dinámico. Laboratorio de Geotecnia, CEDEX.

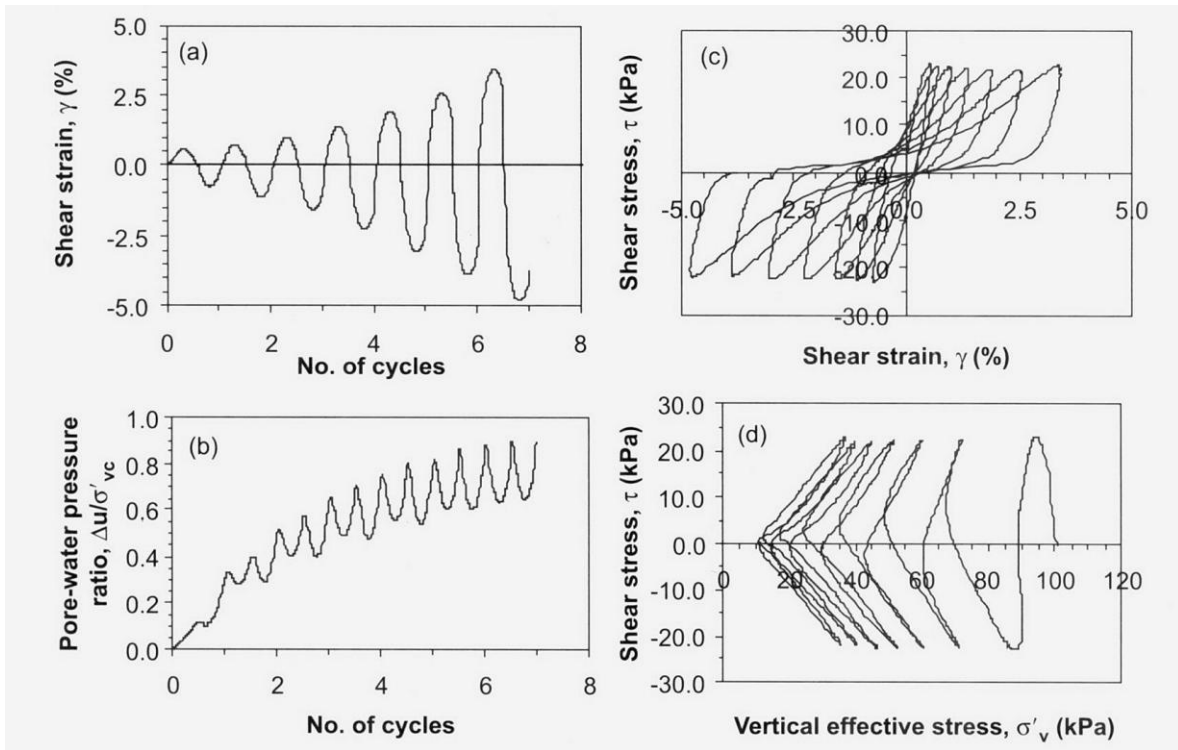


Figura 28. Ejemplo de resultados típicos de un ensayo de carga cíclica con volumen constante. (a) Deformación cortante vs numero de ciclos. (b) Proporción de presión de poros exceso equivalente. (c) Curva de esfuerzo –deformación. (d) Trayectoria de esfuerzos. Cyclic Shear Response Of Fine-Grained Mine Tailings. Wijewickreme, Dharma. Sanin, Maria V. Greenaway, Graham R

3.3.2.3 Ensayo De Corte Torsional Cíclico



Foto 8. Equipo de ensayo de corte torsional cíclico. Curso de Dinámica de Suelos, Denys Parra Murrugarra

El ensayo del Corte Torsional Cíclico impone esfuerzos cortantes a una muestra cilíndrica por medio de la aplicación de un momento torsor que induce tensiones tangenciales en los planos horizontales. Permite realizar el ensayo en condiciones de isotropía y anisotropía con rotación constante de los ejes principales. Se utiliza para medir las características de rigidez y amortiguamiento del material en un amplio rango de deformaciones y estudio del comportamiento en licuefacción.

Ensayo Torsional Cilíndrico Hueco

Se realiza este ensayo con probetas cilíndricas huecas, la muestra está rodeada por una membrana exterior e interior, se aplica por encima un esfuerzo axial y se imponen presiones de confinamiento, interiores y exteriores, diferentes que permiten reproducir prácticamente cualquier trayectoria de tensiones en el material ensayado y determinar la influencia de la variación en la orientación de las tensiones principales en el comportamiento del material.

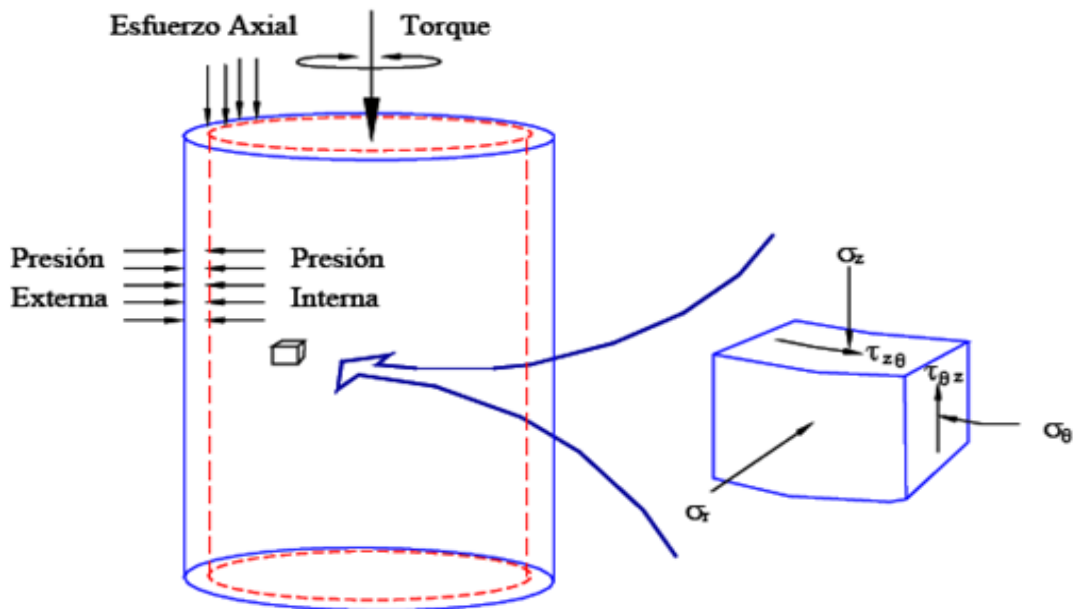


Figura 29. Aparato de Cilindro hueco La muestra es confinada entre membranas internas y sobre las cuales se aplican presiones independientemente. La aplicación de un torque cíclico induce esfuerzos cortantes en planos horizontales. Curso de Dinámica de Suelos, Denys Parra Murrugarra

El ensayo torsional aplica esfuerzos de torsión en un rango entre cero correspondiente al eje de la muestra hasta el máximo valor encontrado en los bordes. Por esta razón se desarrollo el método de cilindro hueco que permite una mejor uniformidad y control de esfuerzos. Este es el único que permite que un espécimen de suelo sea sometido a carga multi-axial con variaciones controladas en la magnitud de los 3 esfuerzos principales en la dirección del esfuerzo principal mayor con la dirección vertical de la muestra.

Esta prueba es una herramienta valiosa en la medida que es capaz de aplicar una variedad de trayectorias de carga, incluyendo rotación de esfuerzos principales controlados en un plano; y tiene la habilidad de investigar la respuesta de materiales anisotrópicos.

Mecanismo Del Equipo Torsional Cilíndrico Hueco

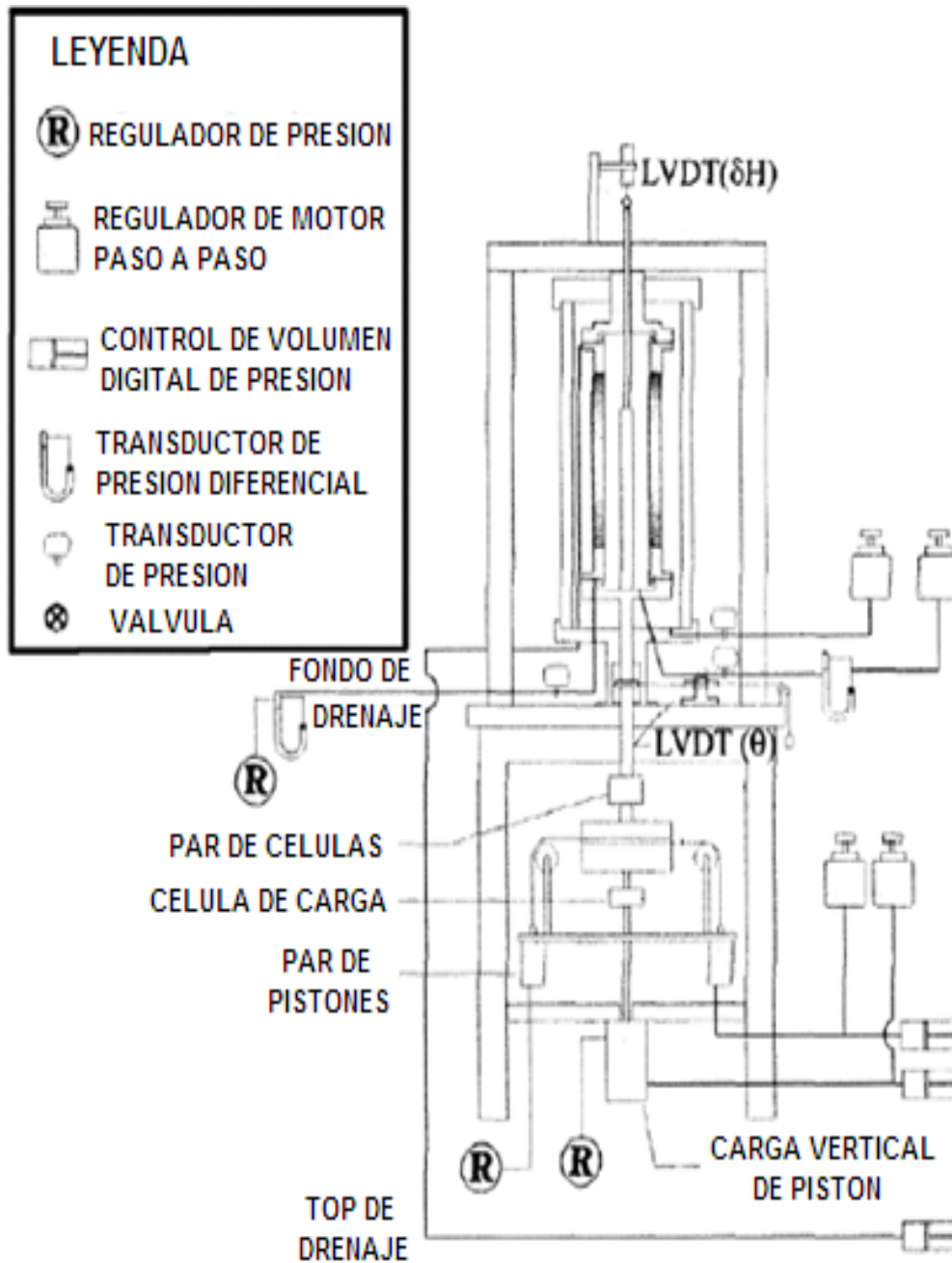


Figura 30. Equipo Torsional Cilíndrico Hueco. Curso de Dinámica de Suelos, Denys Parra Murrugarra

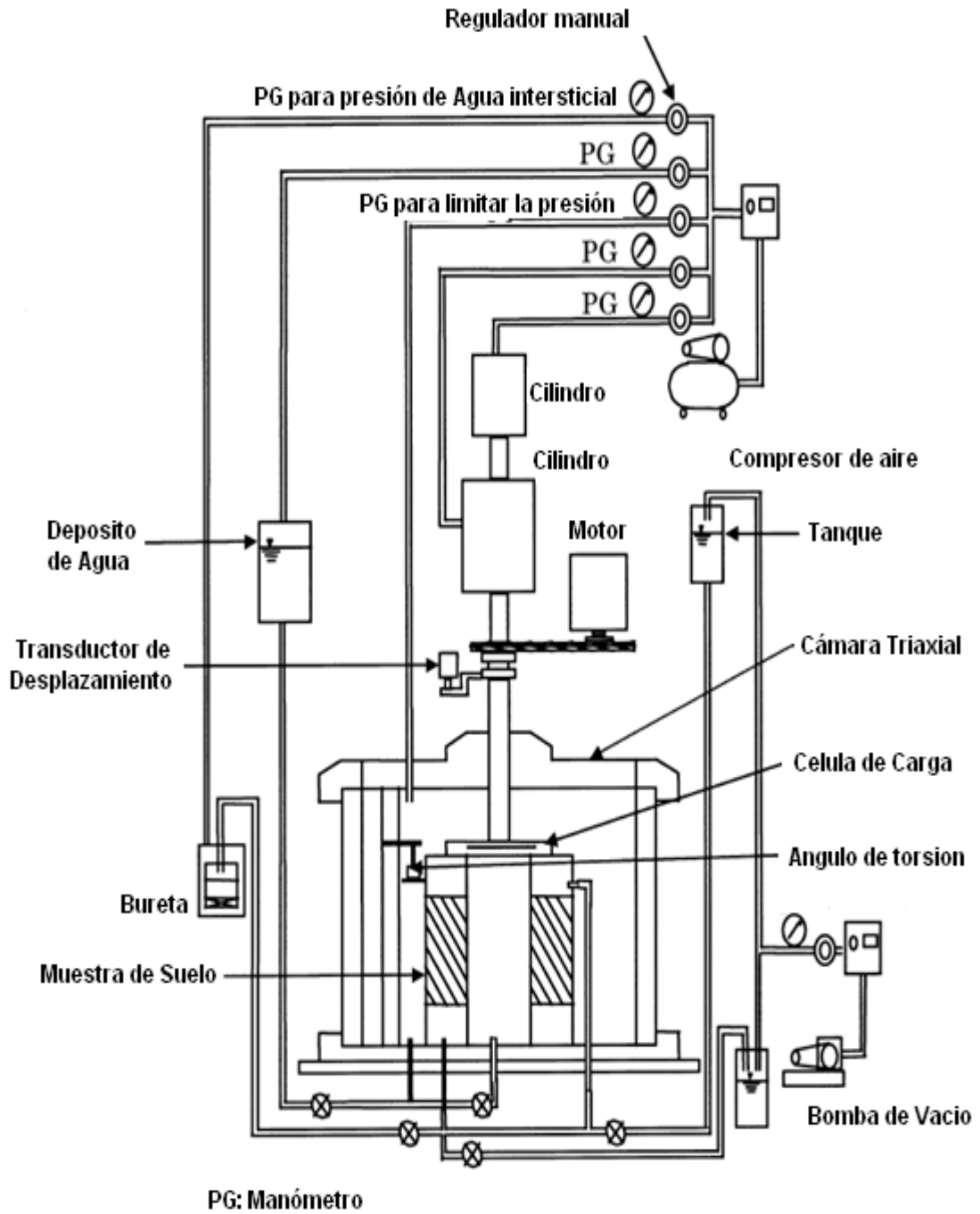


Figura 31. Esquema de los aparatos de corte cíclico de torsión carga de prueba. Curso de Dinámica de Suelos, Denys Parra Murrugarra

Resultados Típicos Ensayo Torsional Cilíndrico Hueco

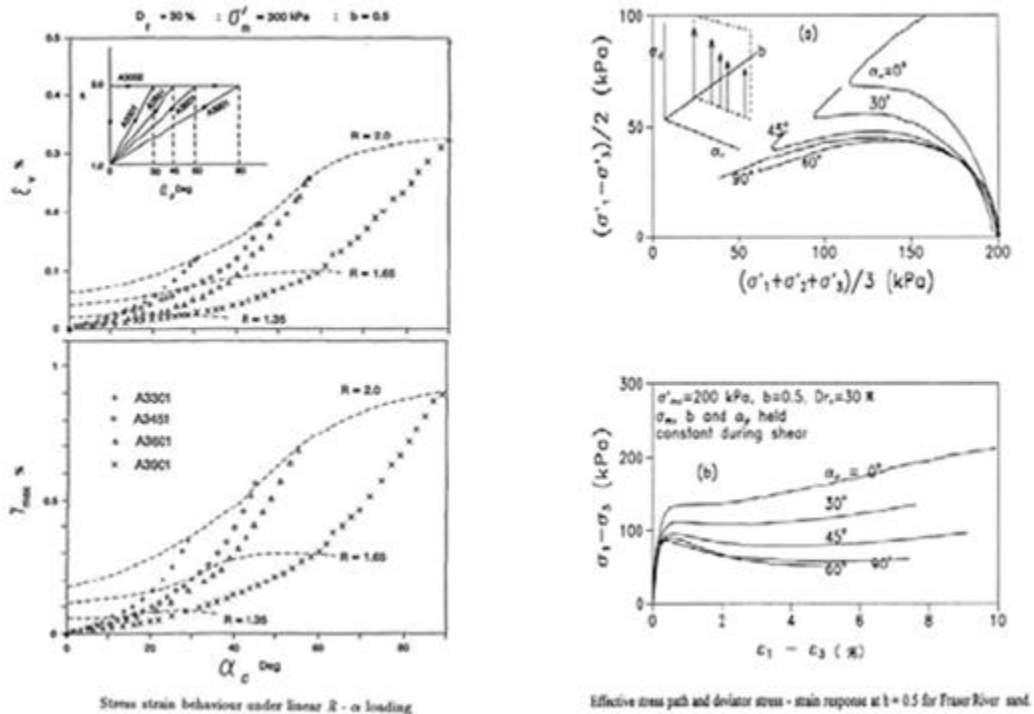


Figura 32. Resultados Típicos Ensayo Torsional Cilíndrico Hueco. Curso de Dinámica de Suelos, Denys Parra Murrugarra.

3.3.2.4 Mesa Vibratoria

Las mesas vibratorias han sido desde hace mucho tiempo una alternativa muy utilizada en la geotecnia para modelar problemas de condiciones particulares, para estudios de licuefacción, asentamientos posteriores a terremotos, respuesta dinámica en cimentaciones y problemas de presión lateral de tierra. La mesa vibratoria usualmente funciona por medio de actuadores servohidráulicos que controlan la capacidad de carga dinámica, permitiendo desplazamiento horizontal, con uno varios grados de libertad.

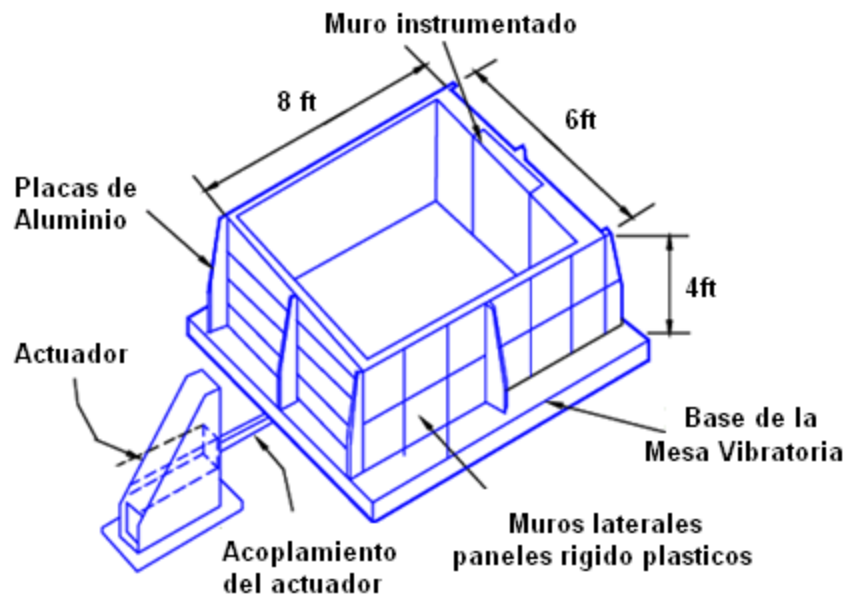


Figura 33. Mesa vibratoria con contenedor de suelo para la investigación de la presión dinámica de tierras. Curso de Dinámica de Suelos, Denys Parra Murrugarra

Los equipos de mesa vibratoria pueden construirse para realizar modelos de gran tamaño, para los cuales resulta mucho más fácil la ubicación del suelo la compactación y la instrumentación, además se pueden utilizar un tamaño de partícula más cercano al prototipo real que el requerido a escala para estos modelos. Una desventaja de este método de ensayo es que no se producen grandes esfuerzos gravitacionales. Se contrarresta al preparar el modelo poniendo el suelo holgadamente, pero es un proceso difícil.

Componentes básicos del simulador sísmico o Mesa vibratoria

1. Mesa vibratoria capaz de reproducir con precisión los movimientos sísmicos en la forma de desplazamientos del suelo, con la rigidez y masa necesarias para minimizar el efecto de interacción modelo-mesa, y soportar las cargas verticales y horizontales actuantes.

2. Actuador servo-hidráulico controlado con retroalimentación de desplazamiento. y un sistema hidráulico con frecuencias naturales mayores a 50 Hz.
3. Sistema de rodamiento de baja fricción y alta precisión para minimizar efectos no lineales.
4. Transductores de desplazamiento y aceleración

Descripción Del Simulador Sísmico (Mesa Vibratoria)

La mesa vibratoria está compuesta de una placa (área de carga) apoyada en dos pares de cojinetes de baja fricción. Cada par de cojinetes se desliza sobre un riel cuando la mesa vibratoria sea excitada por un actuador lineal ajustado a un lado de la mesa. La mesa vibratoria contará con un sensor de desplazamiento tipo LVDT y un acelerómetro uniaxial con el fin de cerrar el lazo de control, garantizar rangos seguros de operación, bajo error de estado estacionario y altas velocidades de respuesta. Es indispensable que la forma de estructuración de la mesa vibratoria proporcione alta Rigidez para soportar y frecuencia natural fundamental elevada. Las señales de los sensores del simulador y el modelo serán acondicionadas y luego adquiridas mediante un sistema incorporado en un computador, en el que serán procesadas mediante algoritmos, para el control del simulador y para la visualización de registros y resultados de su procesamiento en tiempo real.

La mesa vibratoria presenta una configuración de los elementos de forma rectangular lo que permite: Mayor Rigidez al momento de aplicar las cargas horizontales y disminuir la deflexión de la placa principal. En la figura 34 se muestra un esquema general de funcionamiento del sistema de control de la mesa vibratoria.

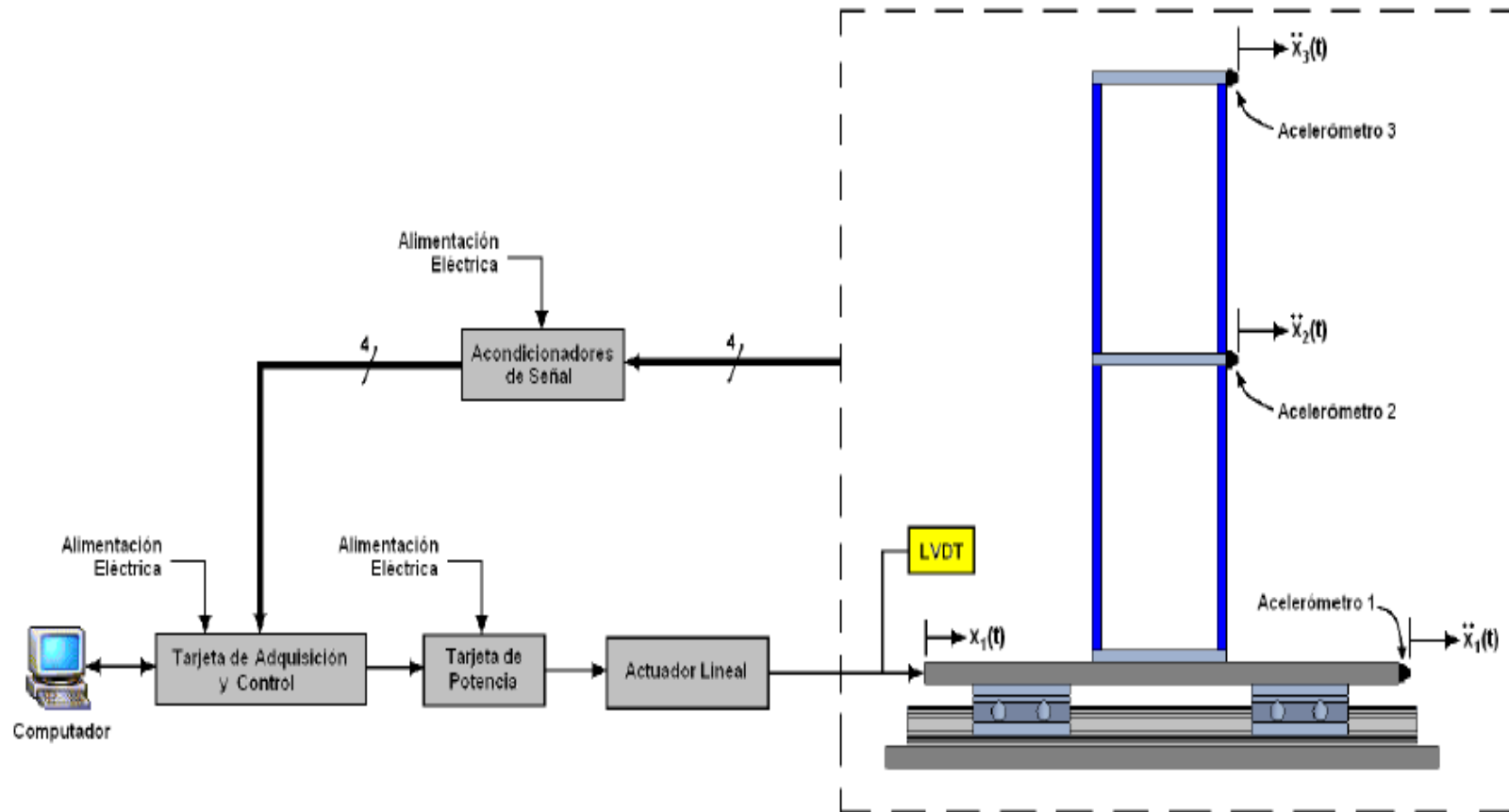


Figura 34. Simulador Sísmico, Esquema de automatización de la mesa vibratoria. Laboratorio de Suelos. Universidad de los Andes

Ejemplo de construcción Del Simulador Sísmico

El simulador está apoyado sobre una masa de reacción para minimizar los efectos de transmisión de vibraciones al edificio (o al suelo). La masa de reacción es una base de concreto reforzado de aislada del piso, y tiene un pedestal por encima del nivel del piso que sirve como plataforma al simulador. Para reproducir movimientos sísmicos con precisión es indispensable que la placa de superficie quede en un plano perfectamente horizontal. Por lo tanto, para facilitar la nivelación de la placa de superficie se dispone de una serie de pernos roscados en el pedestal. En la figura 36 encontramos un ejemplo de la disposición de los cimientos y la estructura del simulador sísmico

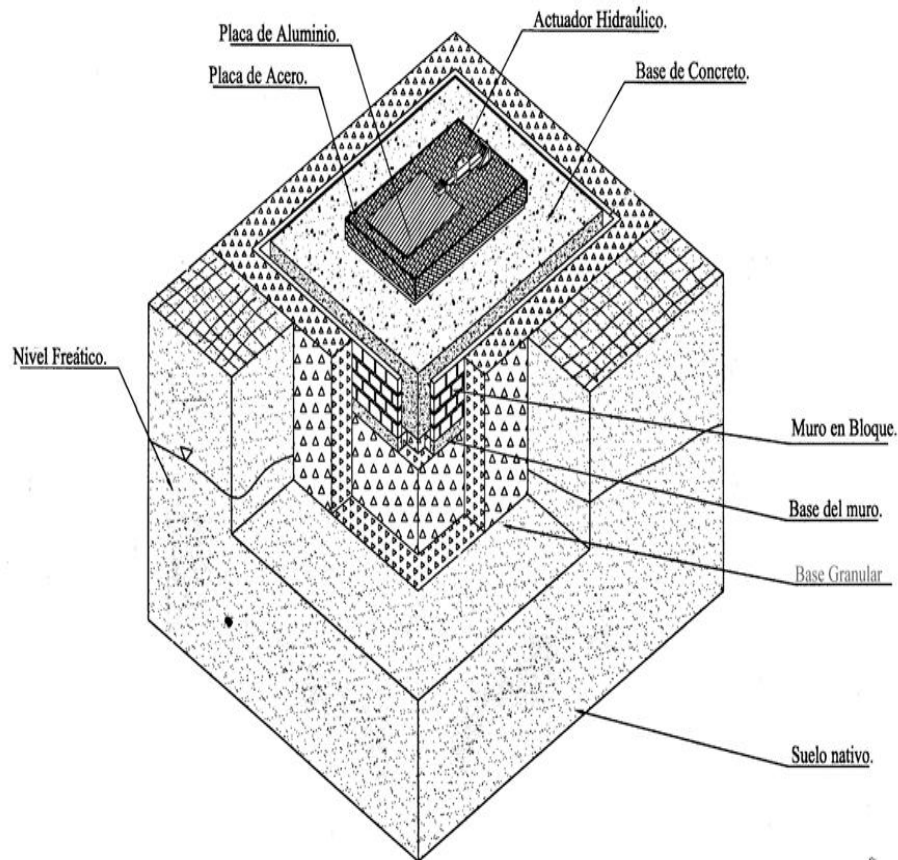


Figura 35. Esquema General Simulador Sísmico. Diseño y Construcción del Simulador Sísmico Uniaxial de La Universidad del Valle, Gustavo Adolfo Vargas, José Esteban Vanegas, Peter Thompson.

La placa de superficie es una estructura de placas de acero de 1" de espesor, en forma de caja invertida, que cubre el pedestal, y que tiene perforaciones en su parte superior que coinciden con la ubicación de los pernos de nivelación. Después de nivelar la placa de superficie, el espacio que quedó entre el pedestal de concreto y la placa de acero se rellena con "grouting" auto nivel de alta resistencia y baja retracción.

En la superficie de la placa de acero se instalaron tres monorraíles Schneeberger de baja fricción y los dispositivos de apoyo para el actuador hidráulico. La placa de aluminio se conectó a los monorraíles y al actuador hidráulico y éste, a sus apoyos. La placa de aluminio se perforó para instalar bujes roscados de acero de donde se conectan los modelos estructurales a la mesa (Foto 9).

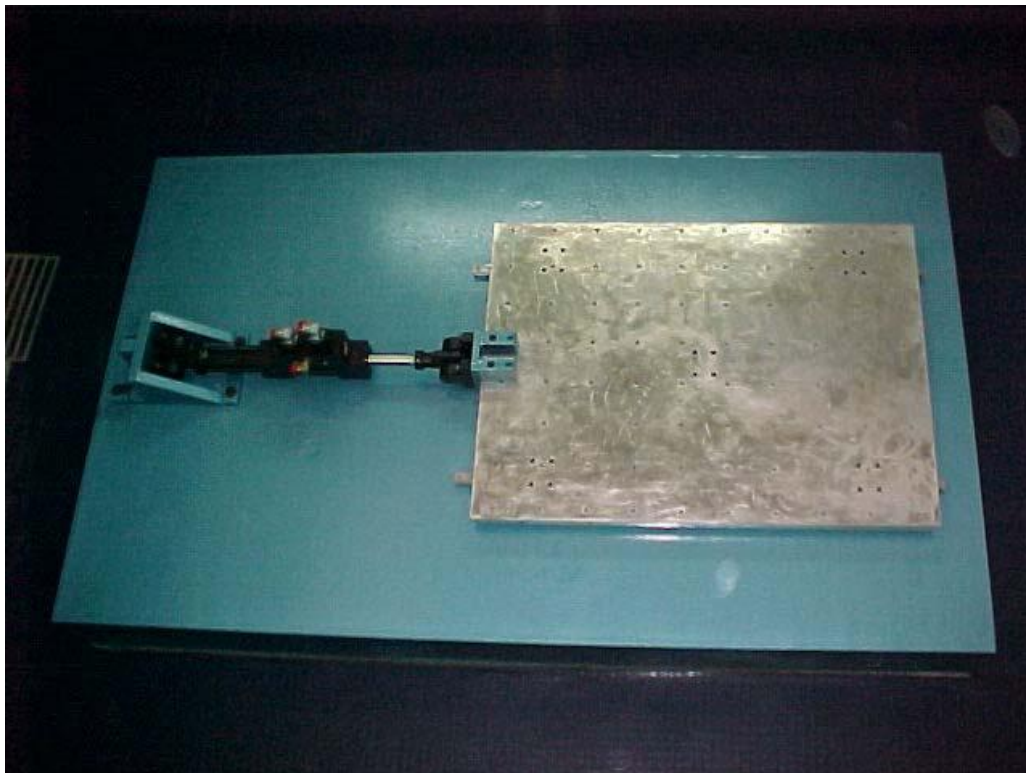


Foto 9. Simulador con Detalle de la Placa de Aluminio. Diseño y Construcción del Simulador Sísmico Uniaxial de La Universidad del Valle, Gustavo Adolfo Vargas, José Esteban Vanegas, Peter Thompson.

Descripción Del Sistema Hidráulico

El sistema hidráulico consiste en un actuador hidráulico lineal de alto rendimiento, una unidad de potencia hidráulica y un controlador digital. Los actuadores son sistemas hidráulicos que generan un desplazamiento o rotación mediante una fuerza aplicada al modelo de prueba, de forma lineal o rotacional; el actuador de Shore Western Inc, tiene dos servo-válvulas duales de 15 gpm cada una, un LVDT interno y fue seleccionado para cumplir con las especificaciones de aceleración, velocidad y rango de frecuencias. La unidad de potencia hidráulica, suministrada por Hyco Ltda., opera a 3000 psi y tiene un caudal máximo de 32 gpm.

Los controladores son diseñados en MATLAB/ SIMULINK y compilados al DSP usando el Real-Time Workshop. El controlador permite al operario escoger el tipo de ensayo a realizar, incluyendo movimientos sinusoidales, barridos, movimientos aleatorios, y formas predeterminadas como registros de movimientos sísmicos.

3.3.2.5 Ensayo de Centrifuga



Foto 10. Maquina centrifuga con radio de 9 metros. Modelling Of Earthquake Damage Using Geotechnical Centrifuges, S. P. Gopal Madabhushi

En el ensayo de centrifuga un modelo a escala $1/N$ ubicado a una distancia r del eje de la maquina centrifuga es girado a una velocidad rotacional, $\Omega = \sqrt{N/r}$. Lo que es suficiente para producir el campo de aceleración en la ubicación del modelo a N veces la aceleración de la gravedad. En principio las condiciones de esfuerzo en cualquier punto del modelo deben luego ser iguales a aquellas correspondientes a las del prototipo a escala normal. El comportamiento (desplazamientos, mecanismos de falla) debe ser el idéntico también.

Debido a que el campo gravitacional aumenta con la distancia radial, la aceleración gravitacional en la parte superior del modelo es menor que en la parte inferior. Debido a que el campo gravitacional actúa en dirección radial, el plano horizontal es curvo (O'reilly, 1991) en un valor que decrece cuando el radio de centrifuga aumente. Consideraciones similares son importantes en el estudio e interpretación del ensayo de centrifuga. Los factores de escala nos indican como un evento sísmico es acelerado en la centrifuga. Mejores estimaciones del

comportamiento del prototipo pueden obtenerse usando técnica de modelos (schofield, 1980), la cual implica comparaciones entre diferentes modelos de la misma escala de prototipo. Obviamente transductores y sistemas de adquisición son requeridos para obtener resultados útiles en el ensayo dinámico de centrifuga. Debido a las leyes de la escala aplicadas a todas las partes del modelo transductores y cables deben ser minimizados para reducir su influencia en la respuesta del modelo.

Por ejemplo un prototipo de una presa de tierra de 30 metros de altura puede ser representado con un modelo de 30 cm de altura acelerado a 1100g (por supuesto, el tamaño de las partículas del modelo corresponde a un tamaño del prototipo 100 veces mayor) un movimiento de la base armónico de 1Hz durante 10 segundos en el prototipo podría ser modelado como un movimiento de 100hz durante 0.1 segundos. Es evidente que el suelo debajo de un modelo de la presa responderá con una rigidez mucho mayor a bajo esfuerzo debido al peso del modelo, en comparación con el suelo debajo de una presa real, que es sometido a un esfuerzo vertical mucho más alto. Como consecuencia de esto, los parámetros obtenidos a partir de pruebas de modelos de pequeña escala pueden ser erróneos. La disipación de cada presión de poro generada sin embargo puede ocurrir 10000 veces más rápido en el modelo que en el campo. Por esta razón fluidos viscosos como glicerina o aceite de silicona son a menudo usados como fluidos de poro en modelos de centrifuga. El ensayo de centrifuga está limitado a modelos mucho más pequeños que incluso a la mesa vibratoria de mediano tamaño

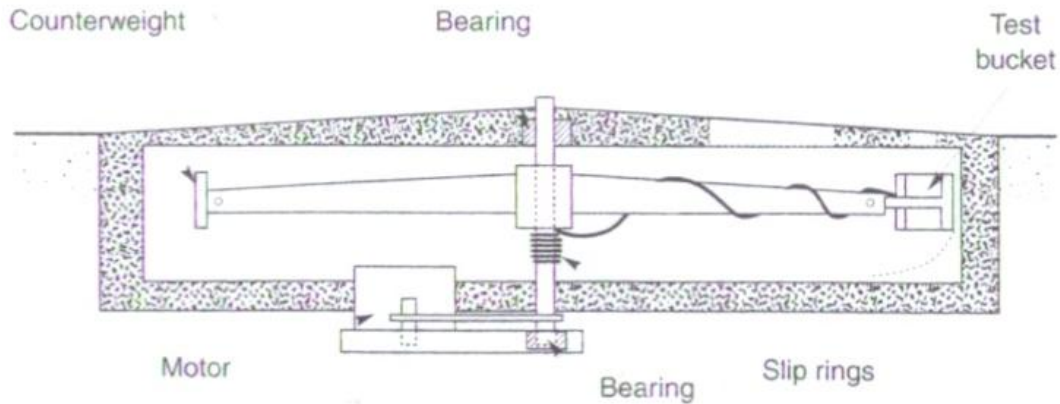


Figura 36. Sección transversal de una centrifuga geotécnica. Geotechnical Earthquake Engineering. Steve L. Kramer.

El moldeamiento de centrifuga implica ensayos de modelos de escala reducida en el campo de gravedad aumentado de una centrifuga geotécnica. El campo de gravedad se ve reforzada al someter a los modelos a una aceleración centrífuga, mientras da vueltas la maquina. La escala de esfuerzos y deformaciones de estos modelos se considera en primer lugar, para ilustrar que tipo de esfuerzos se generan en los modelos



Foto 11. Maquina centrifuga con radio de 4.5 m. Modelling Of Earthquake Damage Using Geotechnical Centrifuges, S. P. Gopal Madabhushi

Parametro	Prototipo	Unidades
Leyes Generales de Escala		
Longitud	1/N	m
Area	1/N ²	m ²
Volumen	1/N ³	m ³
Masa	1/N ³	Nm ⁻¹ s ²
Esfuerzo	1	Nm ⁻²
Deformación	1	-
Fuerza	1/N ²	N
Momento de Flexión	1/N ³	Nm
Trabajo	1/N ³	Nm
Energia	1/N ³	J
Velocidad de Filtración	1/N	ms ⁻¹
Tiempo (consolidación)	1/N ²	s
Eventos Dinamicos		
Tiempo (dinamica)	1/N	s
Frecuencia	N	s ⁻¹
Desplazamiento	1/N	m
Velocidad	1	ms ⁻¹
Aceleración/Gravedad	N	ms ⁻²

Tabla 9. Leyes de Escala. . Modelling Of Earthquake Damage Using Geotechnical Centrifuges, S. P. Gopal Madabhushi

Procedimiento de Calculo

El módulo de corte y coeficiente de amortiguamiento correspondientes al suelo son evaluados por los ciclos de esfuerzo deformación de los movimientos sísmicos inducidos, a diferentes profundidades, como una función de la amplitud del esfuerzo cortante.

Estas sacudidas producen deformaciones angulares que van desde el 0,1% a 1,0%. El módulo de corte equivalente se calcula utilizando la secante de la tensión cortante representativa de la curva deformación (Kramer, 1996)

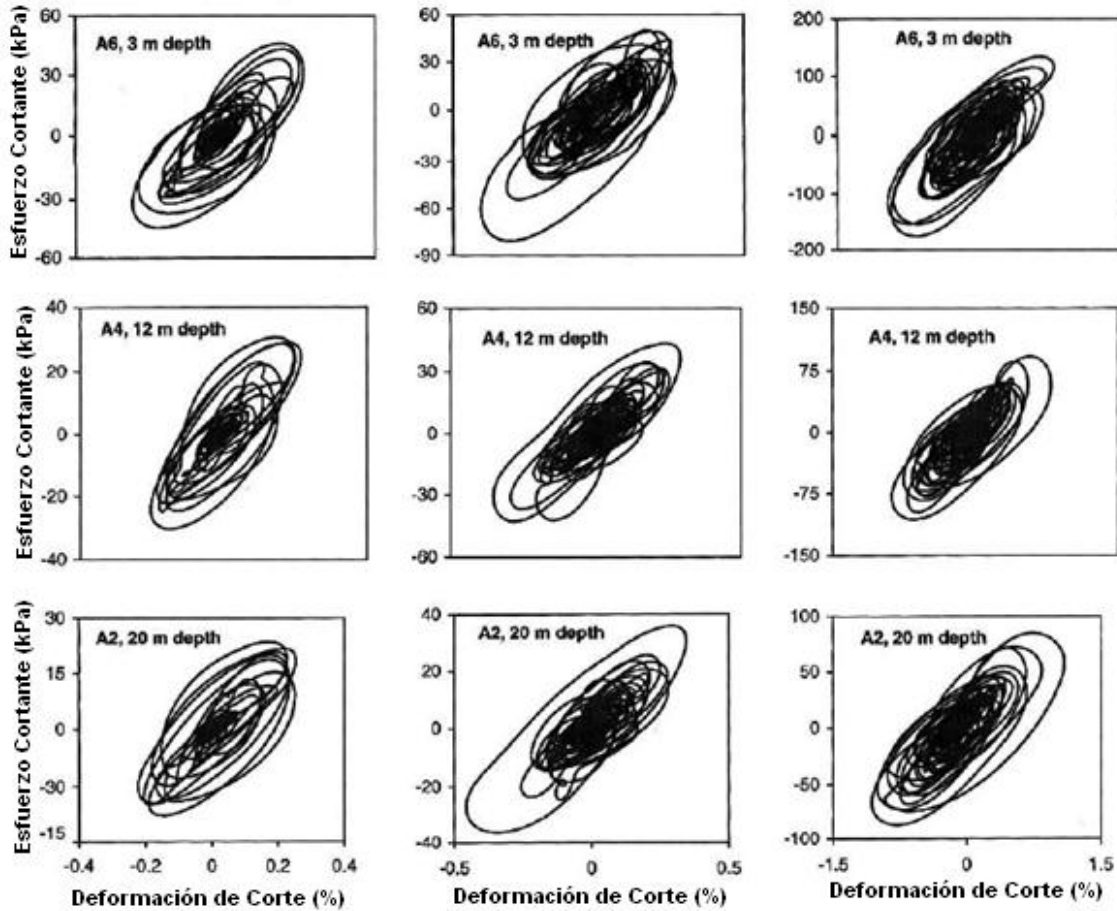


Figura 37. Curva histerética esfuerzo-deformación cortante para diferentes profundidades. Seismic Response Of Sands In Centrifuge Tests, Rayhani, Mohammad H.T. El Naggar, M. Hesham.

El coeficiente de amortiguamiento se calcula a partir del esfuerzo, seleccionando varias curvas de esfuerzo deformación a varias profundidades y utilizando el área de la curva de esfuerzo cortante deformación.

4. RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

4.1 TABLA RESUMEN DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

CUADRO RESUMEN				
ENSAYO	PARAMETROS DINÁMICOS	VENTAJAS	DESVENTAJAS	COSTO APROXIMADO
Columna resonante	Módulos G, E Amortiguamiento	Prueba no destructiva, se puede realizar varias veces sobre la misma muestra, con diferentes confinamientos	Rango de deformación bajo.	*199852917
Pulso ultrasónico	Módulos G, E	Prueba no destructiva, se puede realizar varias veces sobre la misma muestra. Mecanismo fácil de manejar	No permite medir amortiguamiento rango de deformación bajo. Solo aplica para condiciones de isotropía o muy ligera anisotropía.	*44286591
Bender elements	Módulos G, E	Prueba no destructiva, se puede realizar varias veces sobre la misma muestra. Mecanismo fácil de manejar	No permite medir amortiguamiento rango de deformación bajo, Solo aplica para condiciones de isotropía o muy ligera anisotropía.	*44286591
Triaxial cíclico	Módulos G, E Amortiguamiento	Permite controlar estados de esfuerzo y deformación,	El efecto de penetración de membrana puede causar variación del resultado. No posee mayor exactitud entre otras pruebas.	*237138560
Cortante simple directo cíclico	Módulos G Amortiguamiento	Posibilita la reproducción muy aproximada de condiciones de esfuerzos sísmicos en combinación con equipos de mesa vibratoria	No permite transmisión de esfuerzos cortantes verticalmente lo que induce a una uniformidad en la distribución de esfuerzos.	*293794785
Cortante torsional cíclico	Módulos G Amortiguamiento	Permite estudiar condiciones de anisotropía y una mayor uniformidad de esfuerzos	La preparación de la muestra es un proceso difícil.	*416614677
Mesa vibratoria	Módulos G, E Amortiguamiento	Permite modelar mejor las condiciones in situ, con mayor exactitud en los resultados	Para la construcción de la mesa los cimientos deben tener una estructura especialmente rígida que aumenta aun mas los costos.	**247.236.000
Centrifuga	Módulos G, E Amortiguamiento	Permite modelar mejor las condiciones in situ, con mayor exactitud en los resultados	Necesita tener un gran diámetro para que los resultados sean óptimos, lo que hace necesario un espacio mayor en el laboratorio.	**234.200.000

Cotización GDS *
Aproximado **

En la tabla anterior encontramos un resumen con las principales ventajas y desventajas que presentan los ensayos consultados anteriormente, con el fin de comparar la opción más adecuada para implementarla en el laboratorio de suelos de la Escuela de Ingeniería Civil.

Para los ensayos de campo no se realizó profundización debido a que este proyecto se enfocó en la parte de laboratorio, sin embargo a manera de resumen se enumeran a continuación (ver página 37).

- Reflexión Sísmica
- Refracción sísmica
- Ensayo de registro de suspensión
- Vibración en estado de equilibrio o de ondas de Rayleigh
- Análisis espectral de superficie de onda (SASW), cross-hole y down-hole.
- Test de penetración estándar (SPT)
- test de Cono de penetración (CPT)
- Prueba con dilatómetro
- Presurómetro.

4.2 EQUIPOS Y PRUEBAS REALIZADAS ACTUALMENTE EN EL LABORATORIO DE SUELOS DE LA UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

Los ensayos y equipos que actualmente posee el laboratorio están orientados tanto al servicio académico como al desarrollo de proyectos de investigación y diseño. Actualmente estos son los equipos de aplicación dinámica que se encuentran en la Escuela de Ingeniería Civil.

EQUIPOS		
MARCA	MTS 810	MTS 810
MODELO	31810B D42	31850B-01
SERIE	1025D 344	100184050
CAPACIDAD	100 KN En actuador 25 KN en Celda.	500KN

Ensayos Que Se Realizan Con Los Equipos Anteriores:

- Tensión
- Compresión
- Fatiga
- Flexión

De la información sobre las pruebas y equipos existentes actualmente en el laboratorio, concluimos que no existe el equipo necesario para realizar pruebas dinámicas para determinación de propiedades de los suelos.

4.3 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

- Las propiedades dinámicas de los suelos y su determinación, expuestos en este proyecto, constituyen solo una parte de un estudio mucho más amplio para realización de análisis completos sobre problemas referentes a la geotecnia e ingeniería sísmica y los fenómenos asociados con estos eventos como la licuefacción.
- El panorama teórico desarrollado en este documento se limita a una exposición inicial del tema que nos permite adquirir un criterio básico para el análisis de las posibilidades de implementación del laboratorio dinámico de suelos.
- Los ensayos consultados poseen características variables dependiendo de las diferentes aplicaciones para las que se realicen. De este enfoque depende la eficiencia que se considera puede tener cada ensayo.
- Según clasificación en la que se encuentran divididos los ensayos de laboratorio, según el nivel de deformación, las opciones más adecuadas para tener en cuenta en la implementación del laboratorio son los ensayos de alta deformación ya que están orientados al estudio de problemas sísmicos la cual consideramos la línea de investigación más importante para desarrollar en la escuela.
- Es necesaria para la ampliación del alcance del laboratorio de suelos en la parte dinámica la adquisición e implementación de equipos y ensayos dinámicos para suelos.
- Los ensayos que consisten en modelos a escala (Mesa vibratoria, centrífuga) son los más precisos y eficientes para representar condiciones

de campo y realizar estudios de comportamiento sísmico pero su aplicación implica la ampliación de la planta actual del laboratorio lo que representa gastos adicionales elevados y tiempo de implementación extenso.

- Entre los ensayos y equipos que se consultaron la opción que consideramos más apropiada es el ensayo triaxial dinámico. Actualmente es el ensayo más utilizado y con más referencias en la caracterización dinámica de suelos y son numerosas sus aplicaciones, características que figuran como ventajas ante la alta inversión que representa.
- Actualmente en el laboratorio se cuenta con equipos dinámicos orientados a otras disciplinas diferentes al estudio de suelos. La idea de realizar una adaptación de estos equipos que permita el desarrollo de pruebas de laboratorio para suelos se considera poco práctico por la modificación de los equipos ya que implica constante manipulación y cambio de los sistemas.

BIBLIOGRAFÍA

- Alarcón, Enrique. FÍSICA DE LA TIERRA núm. 1, Cap. 13 RESPUESTA DINÁMICA DE SUELOS. Universidad Complutense de Madrid. 1989.
- Alva Hurtado, Jorge E. DINÁMICA DE SUELOS. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima Perú. 1999.
- Colindres Selva, Rafael. DINÁMICA DE SUELOS Y ESTRUCTURAS. Editorial limusa. 1993.
- Das, Braja M. FUNDAMENTAL OF SOILS DYNAMICS, Elsevier Science Publishing Co. 1983.
- Day, Robert W. GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING HANDBOOK. Macgraw-Hill Handbooks. 2002
- Dief, Hesham M. Figueroa, J. Ludwig LIQUEFACTION ASSESSMENT BY THE UNIT ENERGY CONCEPT THROUGH CENTRIFUGE AND TORSIONAL SHEAR TESTS. Canadian Geotechnical Journal. 2007
- Flores Castellón, O., Gómez Rosas, E. y Romo Organista, M. P. AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO TRIAXIAL DINÁMICO DE COLUMNA RESONANTE
- Georgiannou, V.N. Tsomokos, A. COMPARISON OF TWO FINE SANDS UNDER TORSIONAL LOADING. Canadian Geotechnical Journal. 2008.
- Gopal Madabhushi, S. P. MODELLING OF EARTHQUAKE DAMAGE USING GEOTECHNICAL CENTRIFUGES. Current Science, Vol. 87, No. 10, 25 November 2004

- http://mingaonline.uach.cl/scielo.php?script=scl_arttext&pld=S0718-025X2004000100005&lng=es&nrm=iso
- <http://revistaing.uniandes.edu.co/pdf/Rv12A10.pdf?ri=d492e4313a56cc305638e87c3bfb34a4>
- <http://www.cedex.es/lg/ensayos/simple.html>
- <http://www.cenapred.unam.mx/es/Investigacion/IngEstructuralGeotecnia/LabDinamicaSuelos/>
- <http://www.idia.unsj.edu.ar/triaxiales.htm>
- Kramer, Steven L. GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING, Prentice-Hall. 1996.
- Luis Fernando Raygada Rojas. ENSAYOS PARA OBTENER PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO Estudiante 10^{mo} Ciclo Ingeniería Civil. Estudiante-investigador del IIFIC, Tesista del Convenio GyM-Larcomar.
- Rayhani, Mohammad H.T. El Naggar, M. Hesham. SEISMIC RESPONSE OF SANDS IN CENTRIFUGE TESTS. Canadian Geotechnical Journal. 2008.
- Richart, F. E. Hall, J. R. Woods, R. D. VIBRATION OF SOILS AND FOUNDATIONS, INTERNATIONAL SERIES IN THEORETICAL AND APPLIED MECHANICS. Prentice–Hall, Englewood Cliffs, 1970.
- Rodríguez Segurado, Montse. CARACTERIZACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE LOS SUELOS. Universitat Politècnica de Catalunya. 2005

- Sarria Molina, Alberto. INGENIERIA SISMICA. Ediciones Uniandes. 1990.
- Sitharam, T. G. GovindaRaju, L. Sridharan, A. DYNAMIC PROPERTIES AND LIQUEFACTION POTENTIAL OF SOILS. Current science, vol. 87, no. 10, 25 noviembre 2004.
- Suriol Castellvi, Josep. MEDIDA DE LA DEFORMABILIDAD DE LOS SUELOS MEDIANTE EL EQUIPO DE COLUMNA RESONANTE. Revista de Obras Públicas núm 3.319 año 140. Marzo 1993.
- Wijewickreme, Dharma. Sanin, Maria V. Greenaway, Graham R CYCLIC SHEAR RESPONSE OF FINE-GRAINED MINE TAILINGS. Canadian Geotechnical Journal; Oct 2005
- Youn, Jun-Ung. Choo, Yun-Wook. Kim, Dong-Soo. MEASUREMENT OF SMALL-STRAIN SHEAR MODULUS GMAX OF DRY AND SATURATED SANDS BY BENDER ELEMENT, RESONANT COLUMN, AND TORSIONAL SHEAR TESTS. Department of Civil and Environmental Engineering, Korea Advanced Institute of Science and Technology (kaist). 2008.