



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE OBRAS PARA VÍAS
TERRESTRES

MEDICIÓN DE VELOCIDADES DE PROPAGACIÓN DE ONDAS SÍSMICAS V_p
y V_s EN SUELO DE LA SONDA DE CAMPECHE CON TRANSDUCTORES
PIEZOELÉCTRICOS

TESIS PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ZAIRA HERNÁNDEZ FLORES

TUTOR PRINCIPAL

Dr. Efraín Ovando Shelley, Instituto de Ingeniería

COMITÉ TUTOR

Dr. Rigoberto Rivera Constantino, Facultad de Ingeniería.

Dr. Osvaldo Flores Castrellón, Instituto de Ingeniería.

Dr. Eduardo Botero Jaramillo, Instituto de Ingeniería.

M.I. Agustín Demeneghi Colina, Facultad de Ingeniería.

MÉXICO, D. F., Febrero 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley

1^{er}. Suplente: M.I. Agustín Deméneghi Colina

2^{do}. Suplente: Dr. Eduardo Botero Jaramillo

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Instituto de Ingeniería, de la UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. Efraín Ovando Shelley

FIRMA

Agradezco entrañablemente a nuestra querida Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme recibido y formado desde la preparatoria hasta el día de hoy. En particular agradezco al Instituto de Ingeniería por aceptarme y permitirme realizar este trabajo de investigación.

De manera muy especial quiero agradecer la paciencia y apoyo brindado en todo momento por mi director de tesis, el Doctor Efraín Ovando Shelley gracias a sus observaciones y correcciones es posible presentar este trabajo. También agradezco a los apreciables y respetables miembros de mi jurado de titulación por las aportaciones que enriquecieron y complementaron este trabajo, a los doctores: Rigoberto Constantino Rivera, Osvaldo Flores Castellón y Eduardo Botero Jaramillo y al Maestro Agustín Demeneghi Colina.

Gracias a todas las personas que contribuyeron de manera fundamental en la realización de las pruebas y la solución de las dificultades presentadas en laboratorio de Geotecnia, sin ellos este trabajo no hubiera sido posible. Gracias al Doctor Mario Flores Guzmán, al Maestro Enrique Gómez, a Germán Aguilar, Javier Hernández y Jaime Carrizosa. También agradezco a mis compañeros que hicieron más ameno el trabajo en el laboratorio y escritorio.

También quiero agradecer a mis padres y mis hermanos por impulsarme siempre a concluir mis propósitos en esta vida.

Gracias a mi novio, ahora esposo, por su incondicional apoyo y comprensión total en estos años de Maestría y a nuestra hija que está presente aunque aún no ve la luz de este mundo.

También quiero expresar mi gratitud con todas las personas que pudieran escapar a mi pensamiento en estos momentos y que me brindaron el apoyo y aliento necesarios para culminar este trabajo.

“Mientras el río corra, los montes hagan sombra y en el cielo haya estrellas, debe durar la memoria del beneficio recibido en la mente del hombre agradecido.”

(Virgilio)

ÍNDICE

SÍMBOLOS Y NOTACIÓN.....	i
LISTA DE FIGURAS.....	iii
LISTA DE TABLAS.....	vi
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organización.....	3
1.4 Alcance.....	4
CAPÍTULO 2 FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	5
2.1 Propagación de ondas en medios elásticos.....	6
2.2 Funcionamiento de cristales piezoeléctricos.....	14
2.3 Saturación y medición de parámetro B de Skempton.....	21
2.4 Relación del grado de saturación G_w y las velocidades de onda de compresión V_p y de corte V_s	22
CAPÍTULO 3 TÉCNICAS EXPERIMENTALES.....	30
3.1 Descripción de los equipos de laboratorio.....	30
3.2 Descripción de los ensayos realizados.....	39
3.3 Instrumentación de cámara triaxial con cristales piezoeléctricos.....	54
3.4 Sistema de medición y adquisición de datos para cristales piezoeléctricos.....	57
3.5 Cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición de cristales piezoeléctricos.....	61
3.6 Determinación del tiempo de retardo real de cristales piezoeléctricos.....	63
3.7 Determinación de velocidades de onda con cristales piezoeléctricos.....	65
CAPÍTULO 4 MATERIALES EMPLEADOS.....	68
4.1 Características del suelo de estudio.....	69
4.2 Pruebas índice.....	73
4.3 Cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición de cristales piezoeléctricos.....	79

CAPÍTULO 5 RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	81
5.1 Relación del parámetro B de Skempton con las velocidades de onda y la relación de Poisson.....	82
5.2 Relación entre las velocidades de onda y el esfuerzo efectivo.....	91
5.3 Módulo de rigidez al variar el esfuerzo.....	109
5.4 Leyes de potencia para velocidades de compresión y de corte obtenidas con cristales piezoeléctricos.....	111
CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES.....	117
6.1 Etapa de Saturación.....	117
6.2 Muestras consolidadas isotrópamente.....	118
6.3 Muestras consolidadas anisótricamente.....	119
6.4 Módulo de rigidez al corte.....	119
6.5 Aplicaciones.....	119
REFERENCIAS.....	121

SIMBOLOS Y NOTACION

A	Amplitud de onda, V	PI	Índice de plasticidad, %
a_{max}	Aceleración máxima, cm/s^2	q	Esfuerzo desviador, kg/cm^2 , kPa
$A_{p,s}$	Velocidades de compresión y de corte a 1 atm, m/s	S_r	Grado de saturación del suelo, %
ASTM	American Society for Testing and Materials	T	Periodo de onda, s
B	B de Skempton	t_0	Tiempo de retardo de del Sistema de medición y adquisición de datos, s
BE	Elementos de flexión, (bender element)	t_r	Tiempo real de retardo entre señal emisora y receptora, s
c	Ciclos de onda	u	Presión de poro, kg/cm^2 , kPa
CR	Equipo de columna resonante	V_p	Velocidad de onda de compresión, m/s
d	Distancia entre elementos de flexión, cm	V_s	Velocidad de onda de corte, m/s
d_{efec}	Distancia efectiva, cm	w	Contenido de agua, %
DP	Elementos de compresión, (discos piezoeléctricos)	w_L	Límite líquido, %
E	Módulo de Young, kPa	w_P	Límite plástico, %
e	Relación de vacíos, adimensional	ϵ	Deformación unitaria axial %
ELE	Equipo triaxial ELE	Δf	Incremento de frecuencia, Hz
f	Frecuencia de onda, Hz	γ	Deformación angular, %
f_1	Frecuencia correspondiente a $a_{max}/\sqrt{2}$ por la izquierda, Hz	γ	Peso volumétrico, g/cm^3 o kN/m^3
f_2	Frecuencia correspondiente a $a_{max}/\sqrt{2}$ por la derecha, Hz	λ	Longitud de onda
f_f	Frecuencia final, Hz	λ	Relación de amortiguamiento, %
f_i	Frecuencia inicial, Hz	ν	Relación o coeficiente de Poisson, adimensional
f_o	Frecuencia correspondiente a la a_{max} , Hz	ρ	Densidad del suelo, g/cm^3
G	Módulo de rigidez al corte, kPa,MPa	$\Delta\sigma_3$	Incremento de presión confinante, kPa
G_{max}	Módulo de rigidez al corte máx,MPa	Δt	Tiempo de retardo entre la señal

			emisora y receptora
G_s	Densidad de sólidos, adimensional	σ'_h	Esfuerzo efectivo horizontal, kPa
I_L	Índice de liquidez, %	σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo, kPa
I_m	Momento polar de inercia de la muestra, cm^4	σ'_{omax}	Esfuerzo de consolidación máximo, kPa
I_s	Momento polar de inercia del sistema, cm^4	σ_c	Esfuerzo efectivo de consolidación, kPa
	Linear variable differential		
LVDT	transformer, Transductor de desplazamiento	$\sigma_{o'}$	Esfuerzo efectivo, kPa
LVC	Línea virgen de consolidación	σ_{pc}	Esfuerzo de preconsolidación, kPa
n	Porosidad del suelo, adimensional	τ_{oct}	Esfuerzo cortante octahédrico, kPa
p'	Esfuerzo octahédrico, $\text{kg}/\text{cm}^2, \text{kPa}$	Δt	Tiempo de retardo, s
P_a	Presión atmosférica, kPa	Δu	Incremento de presión de poro, kPa

LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 Parámetros que describen una onda
- Figura 2.2 Propagación de ondas mecánicas en un medio homogéneo e infinito: a) ondas longitudinales, b) ondas transversales (Edward J. Tarbuk, 2000)
- Figura 2.3 Elemento bender o transductor bimorfo para mediciones de V_s (Shirley y Anderson, 1975)
- Figura 2.4 Comparación de mediciones de módulo de rigidez al corte a pequeña deformación usando CR y BE (Dyvik y Madshus, 1985)
- Figura 2.5 Onda de corte típica medida con Elementos Bender y discos de corte con sugerencias para identificar el arribo de onda (Brignoli et. al. 1996)
- Figura 2.6 Esquema de conexión eléctrica para cerámicas piezoeléctricas
- Figura 2.7 Cristales piezoeléctricos montados en equipo de prueba
- Figura 2.8 Relación entre Velocidad de onda- grado de saturación – relación de vacíos para arenas (Allen et. al. 1980)
- Figura 2.9 Variación de la velocidad de onda de corte con el grado de saturación (Richart et. al. 1970)
- Figura 2.10 Grado de saturación relacionado con el valor del parámetro B (Head, 1986)
- Figura 2.11 Grado de saturación relacionado con el valor del parámetro B (Black y Lee, 1986)
- Figura 2.12 Relación entre las velocidades de onda y valores de B para la arena. Fuente:(Ishihara et al., 1970)
- Figura 2.13 Comparación de la Relación entre Grado de Saturación y V_p para diferentes valores de H Fuente: (Valle-Molina, 2006)
- Figura 3.1 Equipo triaxial ELE
- Figura 3.2 Diseño de cabezal y pedestal de Nylamid para equipo triaxial
- Figura 3.3 Equipo Triaxial Neumático
- Figura 3.4 Cámara triaxial de columna resonante
- Figura 3.5 Sistema móvil de la columna resonante del Instituto de Ingeniería
- Figura 3.6 Manejo y obtención de la muestra
- Figura 3.7 Montaje de muestra de suelo en cámara triaxial
- Figura 3.8 Medición de velocidades de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) con cristales piezoeléctricos
- Figura 3.9 Medición del parámetro B de Skempton
- Figura 3.10 Esquema de cuerpo sometido a una fuerza axial
- Figura 3.11 Consolidación anisótropa

Figura 3.12 Esquema de probeta de suelo sujeta a torsión

Figura 3.13 Curva frecuencia vs aceleración de respuesta en equipo de columna resonante

Figura 3.14 Curva esfuerzo desviador contra deformación unitaria

Figura 3.15 Curva de presión de poro en la base y centro contra deformación unitaria

Figura 3.16 Cristales piezoeléctricos

Figura 3.17 Tratamiento de cristales piezoeléctricos para instrumentar cámara triaxial

Figura 3.18 Cabezal y pedestal de Nylamid instrumentados con cristales piezoeléctricos

Figura 3.19 Diagrama de funcionamiento del sistema de adquisición de datos para cristales piezoeléctricos

Figura 3.20 Programa en Lab VIEW para la generación y almacenamiento de datos provenientes de los cristales piezoeléctricos

Figura 3.21 Generador de funciones senoidales fabricado por la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería

Figura 3.22 Osciloscopio HP modelo 54540a para la visualización de las señales

Figura 3.23 Sistema de medición y adquisición de datos para cristales piezoeléctricos

Figura 3.24 Cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición para cristales piezoeléctricos

Figura 3.25 Determinación del tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora de elementos disco con el programa IGOR Pro 6. 2 (WaveMetrics Inc.)

Figura 4.1 Fotografías con microscopio electrónico del suelo de estudio

Figura 4.2 Radiografía de rayos X de una muestra de suelo contenida en tubo de pared delgada en tres planos a 0° , 120° y 240° .

Figura 4.3 Identificación y contenido de agua del suelo de estudio

Figura 4.4 Determinación de límites de consistencia

Figura 4.5 Carta de plasticidad con resultados del suelo de estudio

Figura 4.6 Obtención de la densidad relativa de sólidos

Figura 4.7 Tiempo de retardo de elementos de flexión a diferentes frecuencias

Figura 4.8 Tiempo de retardo de elementos de compresión a diferentes frecuencias

Figura 5.1 V_p, V_s y v al variar B de Skempton, Sondeo 15, S15

Figura 5.2 V_p, V_s y v al variar B de Skempton, Sondeo 14, S14

Figura 5.3 V_p, V_s y v al variar B de Skempton, Sondeo 17, S17

Figura 5.4 V_p, V_s y v al variar B de Skempton, Sondeo 16, M75

Figura 5.5 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M51

Figura 5.6 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M89

Figura 5.7 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M109

Figura 5.8 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 17, M65

Figura 5.9 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 17, M91

Figura 5.10 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 14, M70

Figura 5.11 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M71

Figura 5.12 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 17, M50

Figura 5.13 V_p, V_s al variar el esfuerzo octahédrico, Sondeo 14, M93

Figura 5.14 V_p, V_s al variar el esfuerzo octahédrico, Sondeo 16, M75

Figura 5.15 V_p al variar el esfuerzo octahédrico

Figura 5.16 V_s al variar el esfuerzo octahédrico

Figura 5.17 Módulo de rigidez contra esfuerzo octahédrico para suelos normalmente consolidados

Figura 5.18 Módulo de rigidez normalizado contra deformación angular

Figura 5.19 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas

Figura 5.20 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestra preconsolidada

Figura 5.21 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestras consolidadas anisótricamente

Figura 5.22 Velocidad de onda de corte al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas

Figura 5.23 Velocidad de onda de corte al variar el esfuerzo octahédrico de muestra preconsolidada

Figura 5.24 Velocidad de onda de corte al variar el esfuerzo octahédrico de muestras consolidadas anisótricamente

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Espectros de ondas elásticas

Tabla 2.2 Relaciones entre las constantes elásticas

Tabla 3.1 Ensayes realizados

Tabla 4.1. Tabla resumen de propiedades índice

Tabla 5.1. Resultados experimentales del S15

Tabla 5.2. Resultados experimentales del S14

Tabla 5.3. Resultados experimentales del S17

Tabla 5.4. Resultados experimentales del S16

Tabla 5.5 Parámetros $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$ que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelos normalmente consolidados isotropamente.

Tabla 5.6 Parámetros $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$ que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelo preconsolidado.

Tabla 5.7 Parámetros $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$ que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelos normalmente consolidados anisótricamente.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

A lo largo de la historia de la Geotecnia se han desarrollado diversas técnicas de medición en laboratorio para conocer los parámetros de un suelo, este desarrollo se ha logrado al incorporar técnicas novedosas, que inicialmente no pertenecían a la Geotecnia, sin embargo, han sido de gran utilidad y han mostrado resultados satisfactorios, un ejemplo de esto es la incorporación de métodos electrónicos, tales como los transductores piezoeléctricos empleados en esta investigación.

Los transductores piezoeléctricos son materiales que permiten la generación y recepción de ondas de cuerpo; mediante un estímulo mecánico o eléctrico, además de ser relativamente baratos y de sencilla adaptación a los aparatos de laboratorio. La primera aplicación de los cristales piezoeléctricos en suelo fue descrita por Shirley y Anderson (1975). Ellos determinaron que los elementos de flexión (BE) son un excelente actuador y receptor de ondas a través del suelo. Otros autores que aplicaron los elementos de flexión para la medición de velocidades de onda son Shirley y Hampton (1978) y Dyvik y Madshus (1985). La versatilidad de los cristales piezoeléctricos ha permitido que se incorporen a una amplia gama de equipos de laboratorio tal como lo mencionan (Dyvik y Olsen 1987; Viggiani y Atkinson, 1995a; Jovicic y Coop, 1998). Recientemente se han instalado en equipos de columna resonantes.

En la actualidad, los cristales piezoeléctricos se adaptan a diversos equipos de laboratorio para realizar ensayos no destructivos. A pesar de esto, no existe una metodología definitiva para el uso de elementos de flexión, y el procedimiento de interpretación pueden variar según el criterio del usuario.

Para calcular las velocidades de onda a partir de las mediciones realizadas con los elementos de flexión (BE), es necesario determinar dos factores: la distancia de recorrido de la onda de propagación entre el emisor y el receptor y el tiempo que tarda en arribar la onda de propagación. El método más utilizado para estimar el arribo de la onda de propagación es a la primera deflexión de la señal receptora mediante una inspección visual. Sin embargo, debido a los efectos de campo cercano (near field effects) y las reflexiones de onda debido a las fronteras de la muestra de suelo, este enfoque puede resultar en un error significativo al interpretar el tiempo de arribo. La

importancia de los efectos de campo cercano en los ensayos realizados en especímenes de suelo con los elementos de flexión han sido discutidos ampliamente por Brignoli et al. (1996), Viggiani y Atkinson (1995b), Jovicic et al. (1996), Arroyo et. al. (2003) y Sánchez-Salineró et al. (1986).

Varios autores han sugerido diferentes enfoques para la interpretación del tiempo de arribo basado en el dominio del tiempo y la frecuencia, por ejemplo, Viggiani y Atkinson 1995b; Mohsin et al., 2004. En México se realizó una investigación en dinámica de suelos, (Proyecto UNAM-UNESCO, 1976), donde se dio comienzo con la técnica de pulso como una alternativa en la medición de la velocidad de ondas a través de los suelos (Faccioli et al., 1976).

Para esta investigación se instrumentaron dos cámaras triaxiales estáticas con transductores piezoeléctricos de dos tipos, con el fin de medir las velocidades de onda en especímenes de suelo marino. Una de las ventajas de emplear los cristales piezoeléctricos es evaluar la rigidez y grado de saturación del espécimen a partir de las velocidades de propagación de ondas de compresión, V_p , y de corte, V_s . Con las mediciones realizadas se observó lo siguiente:

- a) el cambio en la velocidad de onda a través del espécimen de suelo, asociada a un esfuerzo aplicado.
- b) la rigidez del espécimen de suelo asociada a la velocidad de la onda de cuerpo.

1.2 Objetivos

Este estudio tiene por objetivo determinar las velocidades de propagación de onda de compresión y de corte de un suelo marino del Golfo de México mediante el uso de cristales piezoeléctricos en las etapas de saturación y consolidación.

En este caso se emplearon elementos de compresión (DP) y de flexión (BE), para medir velocidades de onda de compresión y de corte, respectivamente. A los cristales piezoeléctricos se les dio un tratamiento y posteriormente se instrumentaron dos equipos triaxiales estáticos, una cámara triaxial Neumática y la cámara triaxial ELE.

Determinar la relación de V_p y V_s con otros parámetros de interés. En la etapa de saturación se determinan las relaciones existentes con la B de Skempton y la relación de

Poisson, además de estimar de manera indirecta el grado de saturación del suelo. En la etapa de consolidación se determina la relación existente entre las velocidades de onda y los esfuerzos efectivos aplicados.

Mediante las velocidades de onda es posible obtener un módulo de rigidez al corte con una expresión matemática y a su vez éste se puede relacionar con el módulo de rigidez al corte obtenido con la columna resonante, ya que ambos módulos son obtenidos a un bajo nivel de deformación.

1.3 Organización

Esta tesis se divide en seis capítulos. En el capítulo dos se describe la base teórica acerca de los conceptos y temas tratados en el desarrollo de la presente investigación, lo cual involucra la propagación de las velocidades de onda y las diversas relaciones entre las constantes elásticas y otros parámetros de interés como la B de Skempton, grado de saturación, S_r . Además, se explica el funcionamiento de los cristales piezoeléctricos.

En el capítulo tres se presenta una descripción de los componentes y funcionamiento de los equipos de laboratorio empleados, así como la descripción de las diversas etapas de ensaye en cada equipo. Para este trabajo de investigación se emplearon dos cámaras triaxiales estáticas instrumentadas con cristales piezoeléctricos y un equipo de columna resonante. De manera complementaria se describe el tratamiento que se le da a los cristales piezoeléctricos antes de ser colocados en las cámaras triaxiales, sí como el sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos. También se explica la manera de calcular el tiempo de retardo del sistema de los cristales piezoeléctricos para posteriormente calcular las velocidades de onda.

En el capítulo cuatro se presentan las características cualitativas y cuantitativas del suelo en estudio, tales como su origen geológico, morfología y propiedades índice. Además se presentan los resultados de la calibración de los cristales piezoeléctricos, tanto de los elementos de compresión como de los elementos de flexión.

En el capítulo cinco se presentan los resultados experimentales de las velocidades de onda relacionados con la B de Skempton y la relación de Poisson, ν . También los resultados de las velocidades de onda relacionados con el nivel de esfuerzos efectivos y el módulo de rigidez al corte. De manera complementaria, se presentan los resultados al aplicar un modelo de leyes de potencia a los datos experimentales.

Finalmente, en el capítulo seis se presentan las conclusiones de cada una de las relaciones mostradas en el capítulo cinco.

1.4 Alcance

Para lograr los objetivos planteados fue necesario en primer lugar, acondicionar los equipo triaxiales empleados para ensayar los especímenes de suelo, ya que estos requerían ser de dimensiones menores a las ensayadas típicamente en estos equipos. Por lo anterior, se requirió fabricar juegos de cabezal y pedestal para posteriormente instrumentarlos con los cristales piezoeléctricos.

El suelo de estudio es una arcilla del Golfo de México, en la cual se midieron velocidades de compresión, V_p , y de corte, V_s , en las diferentes etapas de ensaye. En la etapa de saturación se observa el comportamiento de las V_p y V_s con respecto al cambio en el parámetro B de Skempton y con ello inferir la saturación de la muestra. Durante la etapa de consolidación isótropa y anisótropa del espécimen, se miden V_p y V_s para cada incremento de esfuerzo.

Para validar el sistema de medición se compararon las velocidades de onda de corte, V_s , medidas en especímenes de suelo con los cristales piezoeléctricos, con las V_s medidas en ensayes realizados en una cámara de columna resonante en especímenes obtenidos del mismo horizonte.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTOS TEÓRICOS

La importancia de conocer los diversos parámetros que caracterizan el comportamiento del suelo, tales como, el módulo de rigidez al corte, G , módulo de Young, E , la relación de Poisson, ν , así como las relaciones que guardan dichos parámetros entre sí, es muy importante en la Geotecnia. A través del tiempo se han desarrollado diversas técnicas de campo y de laboratorio para determinar dichos parámetros, estas pruebas inducen deformaciones que están dentro del rango de comportamiento lineal del suelo, así como deformaciones que lo superan.

La necesidad de obtener los parámetros en el rango lineal del suelo radica en la relativa simplicidad para resolver las ecuaciones del medio continuo que describen su comportamiento, ya que un gran número de tareas de la ingeniería práctica se apoya en éstas, tales como, el cálculo de deformaciones a corto y largo plazo, el diseño de cimentaciones, el monitoreo y control de una obra civil, por mencionar algunas.

Una de las técnicas de laboratorio empleadas para obtener parámetros del suelo en el rango elástico es mediante el uso de transductores piezoeléctricos, ya que la deformación que le proporcionan al suelo está asociada a niveles de deformación del 0.001% y por debajo, lo cual garantiza su comportamiento en el rango elástico. Los primeros trabajos en los que se emplearon los transductores piezoeléctricos aplicados a la dinámica de suelos datan de la década de los 60's (Hamilton, 1963, Lawrence, 1963, Shirley et al., 1973). Aunque propiamente no eran técnicas aplicadas al laboratorio, sirvieron como base para su posterior adaptación a diversos equipos de laboratorio.

El uso de cristales piezoeléctricos en equipos de laboratorio como la cámara triaxial permite calcular velocidades de propagación de ondas de corte y de compresión con las cuales es posible determinar valores de $G_{\text{máx}}$ y E , además de obtener correlaciones con otros parámetros de estudio como B de Skempton y el esfuerzo efectivo en la etapa de consolidación.

En este apartado se explican las características de las ondas senoidales y la propagación de las mismas en un medio continuo y definido, así como, conceptos relativos a la propiedad de piezoelectricidad y las características de los cristales piezoeléctricos empleados en este estudio.

2.1 Propagación de ondas en medios elásticos

El fenómeno de propagación de ondas es fundamental para este estudio, en especial la propagación de las ondas mecánicas ya que toda variación en la presión o la densidad de un medio continuo se transmite a determinada velocidad a las partículas vecinas. Este tipo de ondas se propaga en la superficie del medio o a través del mismo, cuando viajan a través de este se les denomina ondas de cuerpo.

Si las distorsiones mecánicas ocasionadas por el paso de la onda son pequeñas se les llama ondas de *cuerpo elásticas*. Dado que la perturbación es pequeña el medio puede regresar a sus condiciones iniciales, es decir, el nivel de la deformación experimentada por el paso de la onda está comprendido en el rango del comportamiento elástico del material.

Componentes de una onda

De manera general se puede decir que una onda se define por los siguientes parámetros:

Ciclo, c: es la forma unitaria de la onda que se repite, consta de una parte positiva y una parte negativa, como se muestra en la figura 2.1.

Periodo, T: es el tiempo que tarda la onda en propagarse una distancia igual a su longitud de onda, es decir, el tiempo que dura un ciclo.

Frecuencia, f es el número de ciclos por unidad de tiempo. Se define como:

$$f = \frac{1}{T}$$

Longitud de onda, λ : es la distancia entre dos puntos consecutivos que se encuentran en el mismo estado de vibración. La longitud de onda es inversamente proporcional a la frecuencia de la onda, es decir, una longitud de onda larga corresponde a una frecuencia baja, mientras que una longitud de onda corta corresponde a una frecuencia alta, como se muestra en la figura 2.1.

Amplitud, A: la amplitud es la distancia vertical entre una cresta y el punto medio de la onda, como se muestra en la figura 2.1.

Velocidad de propagación, V_p : en medios homogéneos e isotrópicos se puede definir como la longitud de onda entre el periodo de la misma:

$$V_p = \frac{\Delta x}{\Delta t} = \frac{\lambda}{T}$$

donde: Δx , es diferencial de distancia y Δt , es diferencial de tiempo.

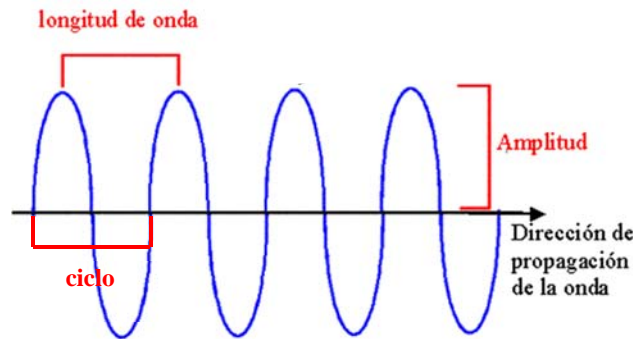


Figura 2.1 Parámetros que describen una onda

Los rangos espectrales de las ‘ondas elásticas’ se muestran en la tabla 2.1. Cuando ocurre un terremoto se originan ondas sísmicas cuyo contenido principal de frecuencias se encuentra en el rango de infrasonido, según se ha determinado en estudios geofísicos.

Por otro lado, la frecuencia promedio de las ondas marinas en condiciones normales es de aproximadamente 0.083 Hz, mientras que en el caso de terremotos, la frecuencia dominante por lo general oscila de 0.2 a 5 Hz (Newmark y Rosenblueth, 1971).

Si la longitud de onda es significativamente mayor que la dimensión característica del medio, a_c , es decir $\lambda \gg a_c$, la onda atraviesa el material como un continuo, lo cual permite resolver el problema de propagación de ondas de manera relativamente sencilla, como se explica a continuación.

Tabla 2.1 Espectros de ondas elásticas (J.C. Santamarina, 2001)

Nombre/ Aplicación	Frecuencia	Longitud de onda en aire (m)	Longitud de onda en agua (m)
Infrasonido	< 20 Hz	> 17	> 74
Terremotos	< 20 – 50 Hz	> 11 - 17	> 49 - 74
Pruebas Geofísicas-campo	> 0.1 Hz	< 3430	< 14 820
Pruebas Geofísicas-laboratorio	< 10 kHz	> 0.034	> 0.15
Sonido	20 Hz – 20 kHz	0.017 - 17	0.074 - 74
Ultrasonido	> 20 kHz	< 0.017	< 0.074

Velocidades a 20°C: $V_{\text{aire}} = 343 \text{ m/s}$ y $V_{\text{agua}} = 1482 \text{ m/s}$.

Para analizar mecánicamente un medio continuo contamos con tres conjuntos fundamentales de ecuaciones. Las ecuaciones de equilibrio que indican que la suma de las fuerzas y la suma de los momentos debe ser igual cero para que el sistema esté en equilibrio. En términos de esfuerzo cortante, τ y esfuerzo normal σ , la ecuación de equilibrio en la dirección x es la mostrada en la expresión 2.1:

$$\frac{\delta\sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta\tau_{zx}}{\delta z} + \frac{\delta\tau_{yx}}{\delta y} + X = 0 \text{ (similarmente para "y" y "z").....2.1}$$

donde x es una fuerza de cuerpo en dirección x. (Nótese que las ecuaciones se expresan únicamente en términos de la dirección x. Las ecuaciones en las direcciones “y” y “z” son obtenidas de manera similar).

Las ecuaciones de equilibrio no son suficientes para resolver un problema en el campo esfuerzo-deformación del continuo. Adicionalmente, son escritas las ecuaciones que satisfacen la compatibilidad de deformaciones. Dichas ecuaciones establecen las condiciones necesarias para evitar vacíos en el continuo. En este caso, las deformaciones unitarias son gradientes, u_x , u_y y u_z como se muestra en las ecuaciones 2.2 y 2.3.

$$\epsilon_x = \frac{\delta u_x}{\delta x} \text{ (similarmente para las direcciones "y" y "z").....2.2}$$

y

$$\gamma_{xy} = \frac{\delta u_x}{\delta y} + \frac{\delta u_y}{\delta x} \text{ (similarmente para y-z y z-x)} \dots\dots\dots 2.3$$

donde ϵ es la deformación normal y γ es la deformación por cortante. Para deformaciones pequeñas, la deformación volumétrica es la mostrada en la ecuación 2.4.

$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z = \nabla \cdot \mathbf{u} \dots\dots\dots 2.4$$

donde ∇ indica la divergencia del vector desplazamiento $\mathbf{u} = u_x \cdot \mathbf{i} + u_y \cdot \mathbf{j} + u_z \cdot \mathbf{k}$

Las ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones proporcionan las herramientas necesarias para resolver el problema mecánico. Sin embargo, las ecuaciones de equilibrio son expresadas en términos de esfuerzos o fuerzas, mientras que las ecuaciones de compatibilidad son escritas en términos de esfuerzos o deformaciones. Un conjunto de ecuaciones homogéneas dimensionalmente es obtenido rescribiendo los esfuerzos en términos de deformaciones o fuerzas en términos de deformaciones. Esto es logrado usando ecuaciones constitutivas. Para un medio elástico- lineal e isotrópico, la ley de Hooke relaciona esfuerzos y deformaciones a través del módulo de Young, E y la relación de Poisson, ν , como se muestra en la ecuación 2.5.

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \text{ (similarmente para "y" y "z")} \dots\dots\dots 2.5$$

Para cortante (ecuación 2.6):

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \text{ (similarmente para los planos y-z y z-x)} \dots\dots\dots 2.6$$

donde G es el módulo de rigidez al corte.

A la inversa, los esfuerzos pueden ser definidos en función de las deformaciones, como se muestra en las expresiones 2.7 y 2.8:

$$\sigma_x = M\epsilon_v - 2G(\epsilon_y + \epsilon_z) \text{ (similarmente para "y" y "z")} \dots\dots\dots 2.7$$

$$\tau_{xy} = G\gamma_{xy} \text{ (similarmente para los planos "y-z" y "z-x")} \dots\dots\dots 2.8$$

donde M es el módulo confinado en compresión (constraint modulus) y se define como $M = \sigma_x/\varepsilon_x$, cuando $\varepsilon_y = \varepsilon_z = 0$ (lo mismo para las direcciones “y” y “z” en un medio isotrópico). Las relaciones entre varios parámetros elásticos son presentadas en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Relaciones entre las constantes elásticas (J.C. Santamarina, 2001)

Parámetro	Definición	En términos de E y ν	En términos de B y G
Módulo de Young, E	σ_z/ε_z para $\sigma_x=\sigma_y=0$	E	$\frac{9BG}{3B+G}$
Relación de Poisson, ν	$-\varepsilon_{\perp}/\varepsilon_{\parallel}$	ν	$\frac{9BG}{3B+G}$
Módulo de compresibilidad, B	σ_o/ε_v	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$	B
Módulo de restricción, M	σ_z/ε_z para $\varepsilon_x=\varepsilon_y=0$	$\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$B + \frac{4G}{3}$
Módulo de corte, G	τ/γ	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	G

Notación: σ_o es esfuerzo isotrópico.

Nota: sólo dos de estos parámetros son necesarios para caracterizar un medio elástico lineal e isotrópico (por ejemplo E y ν). Constantes de Lamé: $\mu_L = G$ y $\lambda_L = M - 2G$

Ejemplo: Expresar $M = \sigma_z/\varepsilon_z$ como una función de E y ν .

Por Ley de Hooke: para $\varepsilon_x = 0$, $\sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z)$; para $\varepsilon_y = 0$, $\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z)$; y

$\varepsilon_z E = \sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)$.

La relación $\sigma_z/\varepsilon_z = M$ se obtiene mediante la sustitución de las relaciones para σ_x y σ_y en la última ecuación.

La propagación de ondas en un medio infinito difiere de la forma en la que ocurre en un medio acotado. En este trabajo interesa estudiar la propagación de ondas en un medio acotado como una barra, ya que su geometría es semejante a la de una probeta de suelo como las que se emplean en el laboratorio. Dicha propagación puede ocurrir de tres maneras: longitudinal (compresión), torsión (corte) y lateral (flexión). A continuación se presentan las características principales de la onda de compresión y de la onda de corte:

Ondas longitudinales o de compresión: Cuando una onda de compresión o primaria se propaga en un medio isotrópico, el movimiento de un punto es paralelo a la dirección de propagación, como se aprecia en la figura 2.2 a).

Considerando una propagación de onda en la dirección x, con un movimiento de partícula en la misma dirección u_x ($u_y = u_z = 0$). Para una onda plana, no varía a través del frente de onda en el plano y – z. Entonces:

$$\frac{\delta^2 u_x}{\delta t^2} = \frac{M}{\rho} \frac{\delta^2 u_x}{\delta x^2} \dots\dots\dots 2.9$$

donde: M es módulo confinado en compresión (constraint modulus) y ρ es la densidad de masa.

La ecuación anterior describe una variación temporal del movimiento de la partícula u_x , en el espacio. La solución a dicha ecuación diferencial es una relación exponencial:

$$u_x = A e^{j(\omega t \pm kx)} \dots\dots\dots 2.10$$

donde: A es la máxima amplitud del movimiento, $\omega = 2\pi/T = 2\pi f$ es la frecuencia angular, $k = 2\pi/\lambda$ es la frecuencia espacial o número de onda, T es el periodo, λ es la longitud de onda, t es el tiempo y $j = \sqrt{-1}$.

Sustituyendo la solución 2.10 en la ecuación 2.9, tenemos que:

$$\frac{\omega}{k} = \frac{M}{\rho} \dots\dots\dots 2.11$$

La relación ω/k también se define como λ/T , la cual representa la velocidad con la que la onda viaja a través de la medio. La frecuencia de una onda (f) es la inversa de su período (T), por lo tanto, se obtiene que la velocidad de onda de compresión V_p es:

$$V_p = f\lambda = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \dots\dots\dots 2.12$$

Ondas transversales o de corte: El segundo modo de propagación corresponde a una onda viajando en dirección “x”, pero con movimiento de partícula en la dirección “y”, como se aprecia e la figura 2.2 b). Escrito en términos del desplazamiento de la partícula en y, u_y , es:

$$\rho \frac{\delta^2 u_y}{\delta t^2} = (M - G) \left(\frac{\delta^2 u_x}{\delta x \delta y} + \frac{\delta^2 u_y}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 u_z}{\delta y \delta z} \right) + G \left(\frac{\delta^2 u_y}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 u_y}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 u_y}{\delta z^2} \right) \dots\dots\dots 2.13$$

donde: ρ es la densidad de masa, M es módulo confinado en compresión (constraint modulus) y G es el módulo de rigidez al corte.

Como el movimiento de la partícula es únicamente en dirección “y”, $u_x = u_z = 0$. Además, para una onda plana viajando en dirección x, u_y no varía a través del frente de onda en el plano y – z. Entonces la ecuación anterior se simplifica:

$$\frac{\delta^2 u_y}{\delta t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\delta^2 u_y}{\delta x^2} \text{ (onda plana)} \dots\dots\dots 2.14$$

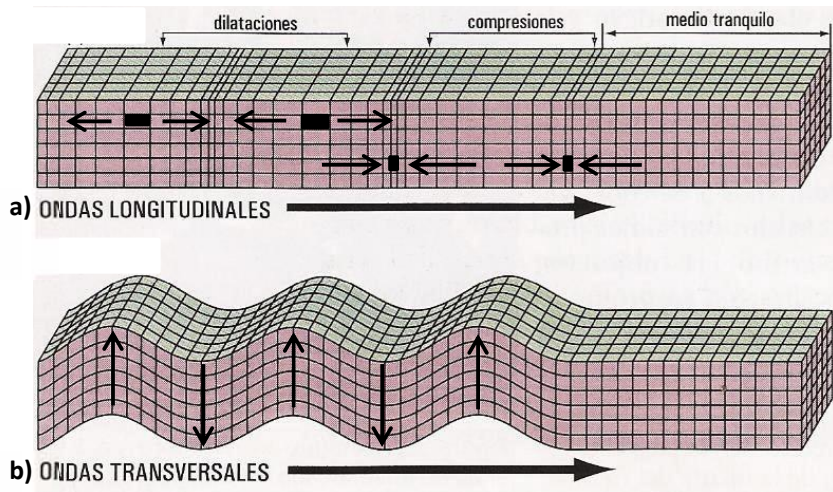


Figura 2.2 Propagación de ondas mecánicas en un medio homogéneo e infinito: a) ondas longitudinales, b) ondas transversales (Edward J. Tarbuk, 2000)

Una relación similar a la anterior se obtiene para una propagación de onda en dirección “x”, pero con movimiento de partícula en dirección “z”. En general, las ondas de corte pueden ser descompuestas en dos componentes normales entre sí, tales como la “y – x” y “z - x”. La solución de dicha ecuación es de la misma forma que para la onda de compresión:

$$u_y = Ae^{j(\omega t \pm kx)} \dots\dots\dots 2.15$$

Sustituyendo la solución 2.15 en la ecuación 2.14, tenemos que:

$$\frac{\omega}{k} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots\dots\dots 2.16$$

Por lo tanto la velocidad de onda cortante (V_s) es:

$$V_s = f\lambda = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots\dots\dots 2.17$$

Para deformaciones pequeñas la relación de Poisson se calcula partir de las velocidades de onda en dos modos de propagación. Por ejemplo:

$$\nu = \frac{1}{2} \left(\frac{V_L}{V_s} \right)^2 - 1 \quad \text{si } V_L \text{ y } V_s \text{ son conocidas} \dots\dots 2.18$$

$$\nu = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \quad \text{si } V_p \text{ y } V_s \text{ son conocidas} \dots\dots 2.19$$

donde: L – una onda P plana en un medio infinito, P – onda longitudinal, y S – onda de corte. La relación entre las velocidades de onda P y S y la relación de Poisson es:

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{M}{G}} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \dots\dots\dots 2.20$$

Para una relación de Poisson que tiende a 0.5, $V_p/V_s \rightarrow \infty$; y para una relación de Poisson igual a cero, $V_p/V_s = \sqrt{2}$. En un medio ideal elástico e isótropo, cuando ν vale 0.5 significa que no ocurre cambio de volumen en el material o que este ocurre a volumen constante. La ecuación 2.21 puede utilizarse para evaluar la relación de Poisson (ν) a partir de las velocidades de ondas de cuerpo (V_p y V_s) como:

$$\nu = \frac{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2}{1 - \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2} \dots\dots\dots 2.21$$

2.2 Funcionamiento de cristales piezoeléctricos

La medición del módulo de rigidez es útil para predecir la deformación del suelo, así como las deformaciones angulares asociadas con los problemas de interacción suelo-estructura; éstos son generalmente menores de 0.1%. Existen varias técnicas disponibles para la medición de este parámetro in-situ y en el laboratorio. Tradicionalmente para estimar el módulo de rigidez al corte en un equipo triaxial se colocaban transductores de desplazamiento local unidos directamente a la muestra, Brunson y Jonhson (1980).

Investigaciones recientes ha propiciado el desarrollo de métodos dinámicos para la medición del módulo de rigidez al corte del suelo a deformaciones muy pequeñas mediante transductores piezoeléctricos. Con esta técnica se puede evaluar la rigidez y el grado de saturación del espécimen por medio de velocidades de propagación de ondas de compresión, V_p , y de corte, V_s , sin interrumpir la prueba.

La primera aplicación de los cristales piezoeléctricos en suelo fue descrita por Shirley y Anderson (1975), con el fin de medir velocidades de onda de corte en sedimentos de suelo. Desde entonces los transductores piezoeléctricos han tenido un gran impacto en la medición de velocidades de onda en el laboratorio, ya que por su versatilidad han sido instalados en una amplia gama de equipos de laboratorio, como los realizados por Dyvik y Olsen 1987, Viggiani y Atkinson 1995a, Jovicic y Coop 1998, Santamarina et al., 2001, por mencionar algunos.

En la actualidad, los cristales piezoeléctricos se adaptan a varios equipos de laboratorio, con ello es posible obtener más parámetros del suelo mediante un método no destructivo. Dependiendo del equipo de laboratorio empleado y el arreglo de cristales piezoeléctricos se puede conocer las propiedades elásticas del suelo en condiciones de isotropía y/o anisotropía de manera biaxial o triaxial.

Materiales piezoeléctricos. Los materiales que presentan piezoelectricidad se dividen en dos grupos: *materiales naturales* (cuarzo, turmalina) y los *ferroeléctricos*, que presentan propiedades piezoeléctricas cuando su campo eléctrico se polariza: tantalio de litio, nitrato de litio, berlinita en forma de monocristales y cerámicas o polímeros polares en forma de microcristales. Para que exista la piezoelectricidad los materiales deben cristalizar en sistemas que no tengan centro de simetría.

Si estos materiales son sometidos a una tensión mecánica adquieren una polarización eléctrica, esto provoca una diferencia de potencial y cargas eléctricas en la superficie del material. Este fenómeno también se presenta a la inversa, es decir, los materiales

piezoeléctricos se deforman bajo la acción de un campo eléctrico. Si el material piezoeléctrico está en contacto con un material flexible, preferentemente fluido, le transmite sus vibraciones y produce ultrasonidos.

El *efecto piezoeléctrico* es normalmente reversible: al dejar de someter los cristales a un voltaje exterior o una tensión mecánica, recuperan su forma, cabe mencionar que la polarización se desvanece con el tiempo y el uso, inutilizando el material para la transformación de energía eléctrica en mecánica.

Los cristales piezoeléctricos empleados en este estudio pertenecen a los materiales ferroeléctricos, en específico a las *cerámicas piezoeléctricas*, las cuales están constituidas por cristales ferroeléctricos microscópicos que forman su cuerpo macizo. Estas ofrecen mayor flexibilidad de propiedades y de formato.

Dentro de las principales ventajas que ofrecen los transductores piezoeléctricos están: su tamaño, la amplia disponibilidad de su orientación y la manera relativamente simple para medir la velocidad de la onda basada en los tiempos de arribo. Algunas de las deficiencias de los transductores piezoeléctricos son su fragilidad, su alta frecuencia de trabajo y la intolerancia al agua.

Los primeros trabajos en los que se emplearon los transductores piezoeléctricos aplicados a la dinámica de suelos datan de la década de 1960 (Hamilton, 1963, Lawrence, 1963. Hamilton (1963) midió V_p en sedimentos marinos mediante la colocación de sondas de transductores piezoeléctricos en el fondo marino utilizando un vehículo autodirigible. Lawrence (1963) empleó los transductores piezoeléctricos para medir velocidades de propagación de ondas de compresión en arena (V_p), el objetivo de ese estudio fue caracterizar el fondo del mar.

Shirley y Anderson (1975) desarrollaron específicamente los elementos bender, llamados también bimorfos, para medir V_s en sedimentos. La figura 2.3 muestra dichos los transductores.

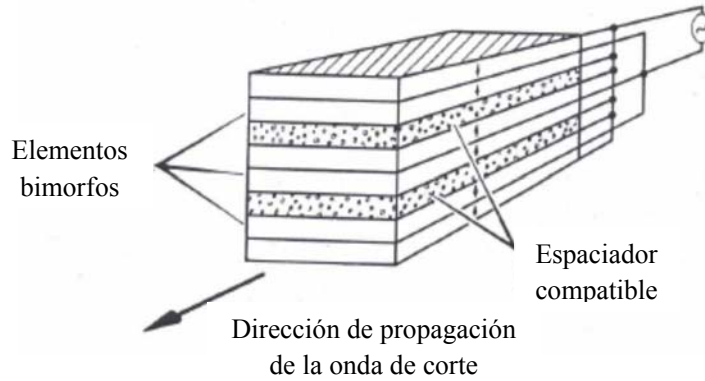


Figura 2.3 Elemento bender o transductor bimorfo para mediciones de V_s (Shirley y Anderson, 1975)

Drnevich en el Instituto Geotécnico Noruego (NGI) instaló elementos bender (BE) en una columna resonante (CR) para medir la velocidad de onda de corte (V_s) en suelos arcillosos a pequeñas deformaciones para obtener un máximo módulo de rigidez al corte ($G_{m\acute{a}x}$). La comparación de $G_{m\acute{a}x}$ obtenido en cinco especímenes de arcilla, medida tanto con el sistema BE como con el CR se presenta en la figura 2.4 (Dyvik y Madush, 1985). Es importante mencionar que los especímenes arcillosos probados fueron sometidos a presiones de confinamiento por encima y por debajo del esfuerzo in-situ estimado.

De acuerdo a la figura 2.4, los valores de $G_{m\acute{a}x}$ medidos utilizando elementos bender fueron ligeramente más grandes que el $G_{m\acute{a}x}$ medido usando la columna resonante en el rango de valores de 0 a aproximadamente 60 MPa. Por el contrario, los valores de $G_{m\acute{a}x}$ medidos con la columna resonante fueron ligeramente mayores que el $G_{m\acute{a}x}$ determinado con los elementos bender en el rango de los valores de 90 a aproximadamente 130 MPa.

Además, se habían instrumentado odómetros con BE (Dyvik y Olsen, 1987; Fam y Santamarina, 1997). La instrumentación de los odómetros con cristales piezoeléctricos permitía monitorear la rigidez de los especímenes de suelo, a partir de mediciones de V_s , en diferentes etapas de la consolidación.

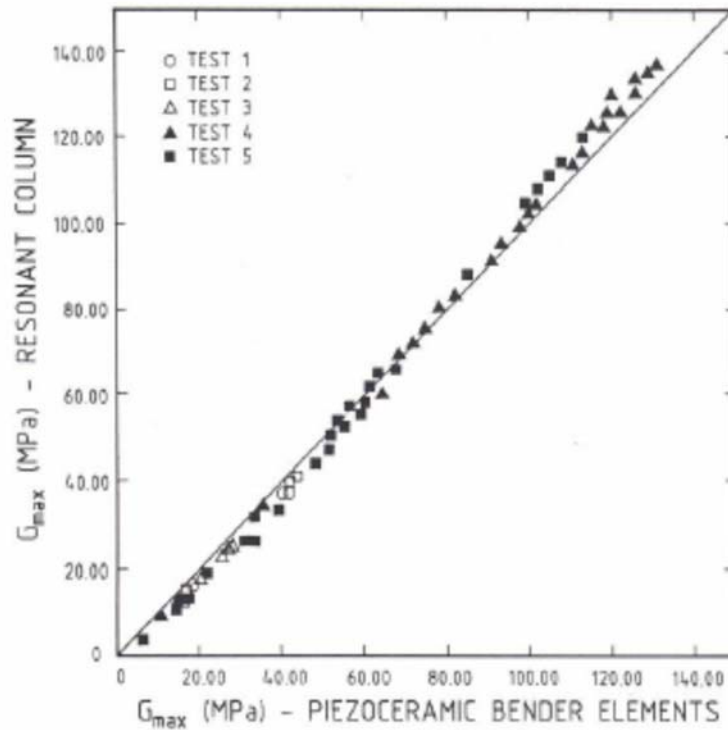


Figura 2.4 Comparación de mediciones de módulo de rigidez al corte a pequeña deformación usando CR y BE (Dyvik y Madshus, 1985)

Por último, varios investigadores han adaptado los transductores piezoeléctricos a las cámaras triaxiales para medir la variación en la rigidez del suelo bajo diferentes condiciones de presiones de confinamiento.

Brignoli et. al. (1996) incluye en sus mediciones transductores piezoeléctricos en forma de discos para medir velocidades de ondas de compresión y dos tipos de transductores de ondas transversales (BE y placas de cortante) en una cámara triaxial. Los autores presentan diferentes arribos de ondas de corte y proporcionan directrices para la selección del punto de inicio en función del tipo de señales producidas comúnmente. La figura 2.5 muestra seis diferentes formas de onda de llegada obtenida con los BE y los transductores de placa de cortante, así como la selección sugerida del punto de arribo para cada caso.

Jovicic y Coop (1998) utilizaron una cámara triaxial con BE unidos a la membrana del espécimen con el fin de determinar el efecto de la anisotropía en $G_{m\acute{a}x}$ en especímenes de arcilla.

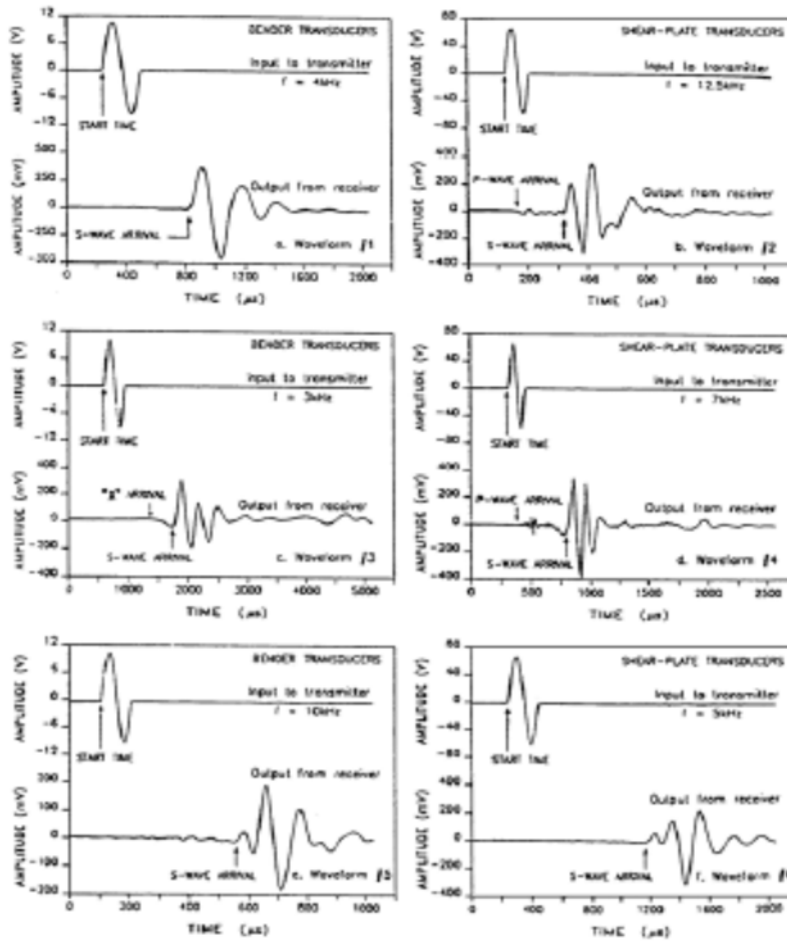


Figura 2.5 Onda de corte típica medida con Elementos Bender y discos de corte con sugerencias para identificar el arribo de onda (Brignoli et. al. 1996)

En este estudio se emplearon dos cámaras triaxiales estáticas instrumentadas con cerámicas piezoeléctricas para medir velocidades de onda en especímenes de suelo. Se emplearon cerámicas de zirconato-titanato de dos diferentes tipos: elementos de flexión (BE) y elemento disco (DP).

Estos transductores se utilizan en pares, es decir, dos elementos disco y dos elementos bender, uno de los cristales del par funciona como transmisor y el otro como receptor. El par de cristales se encuentra alineado, de tal manera que la proyección de uno de los cristales coincida con la posición de su similar ubicado en el otro extremo.

Los cristales empleados son fabricados por la compañía Piezo Systems, en el caso del elemento de flexión (BE) el modelo utilizado es T215-H4CL-203X, en el caso del elemento disco el modelo es T216-A4NO-173X. Los elementos de flexión miden 31.8

mm de largo, 6.4 mm ancho, los elementos disco tienen un diámetro de 6.4 mm y ambos tienen un espesor de 0.6 mm.

En ambos casos las características que se deben tener en cuenta para ordenar un cristal de este tipo son: peso, rigidez, capacitancia, voltaje nominal, frecuencia de resonancia, deflexión libre y fuerza bloqueadora.

Los cristales están formados por dos placas de cristal piezoeléctrico unidos en contra fase mediante una hoja conductiva, cuando se les aplica un voltaje, una de las placas se contrae y la otra se expande flexionando al conjunto. En el caso de los elementos de flexión cuando se empotra un extremo del cristal, como se muestra en la figura 2.6 a), se producen ondas de corte, mientras que en el caso de los elementos de compresión cuando se empotra una de las caras, como se muestra en la figura 2.6 b), se producen ondas de compresión.

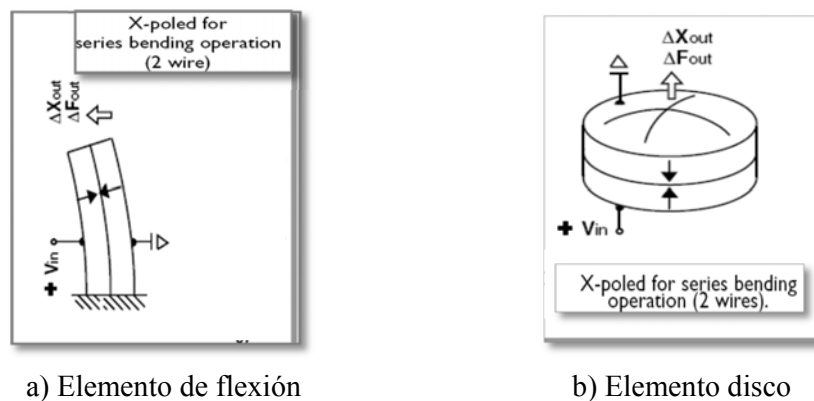
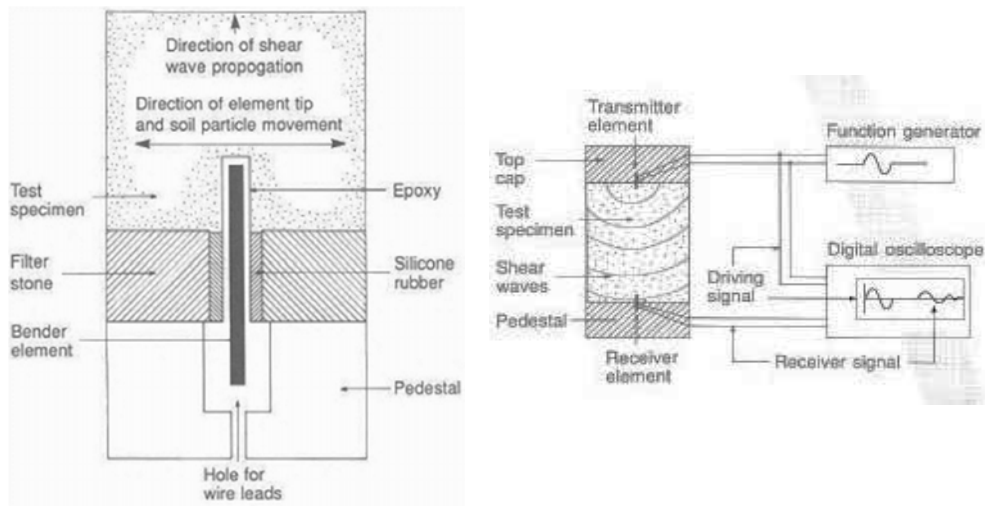


Figura 2.6 Esquema de conexión eléctrica para cerámicas piezoeléctricas

Los cristales se encuentran fijos en el cabezal y pedestal hecho de nilamyd, el elemento de flexión se empotra en su base, de tal manera que una parte de este sobresale y entra en la muestra de suelo, como se muestra en la figura 2.7 a); esta longitud se optimiza sin comprometer la potencia transmitida desde o recibida por el cristal. La parte que va empotrada se fija y luego se llena el volumen restante con un material flexible; esto permite lograr una máxima flexión en el extremo libre.

Durante una prueba, el tiempo de recorrido de las ondas desde un extremo al otro se mide con un osciloscopio digital o en un ordenador, como se muestra en la figura 2.7 b).

En el Capítulo 3 se muestra el esquema del pedestal y cabezal instrumentados con los cristales piezoeléctricos para el equipo triaxial empleado en esta investigación, además se explica el funcionamiento del sistema de adquisición y medición de datos para los cristales. Las velocidades medidas en especímenes de suelo utilizando los cristales piezoeléctricos se presentan en el Capítulo 5.



a) Detalle de conexión de elemento bender a la muestra de suelo

b) Esquema del equipo de prueba

Figura 2.7 Cristales piezoeléctricos montados en equipo de prueba

2.3 Saturación y medición de parámetro B de Skempton

En estas pruebas se empleó el parámetro B de Skempton para determinar el grado de saturación del suelo. Este parámetro varía de 0 a 1, donde 1 significa que el suelo está saturado. Dicho parámetro fue definido por A. W. Skempton (1954), el cual parte de la variación en la presión de poro del suelo respecto a los esfuerzos principales.

La ecuación 2.22 muestra la relación que existe entre el parámetro B de Skempton tanto con los cambios en las presiones de poro y confinamiento, así como con las compresibilidades de la estructura del suelo y de los fluidos. Estos dos cambios en el volumen son idénticos, entonces:

$$\frac{\Delta u_a}{\Delta \sigma_3} = B = \frac{1}{1 + \frac{nC_v}{C_c}} \dots \dots \dots 2.22$$

donde:

C_c es la compresibilidad de la estructura del suelo

C_v es la compresibilidad del fluido en los vacíos del suelo (aire y agua)

n es la porosidad del suelo

Ahora, en un suelo saturado, C_v/C_c es aproximadamente igual a cero, puesto que la compresibilidad del agua es insignificante comparada con la de la estructura del suelo. Por lo tanto para estos suelos:

$$B = 1, \text{ cuando el grado de saturación} = 1$$

En contraste, si el suelo está seco, entonces C_v/C_c tiende a infinito, puesto que la compresibilidad del aire es mucho mayor que la de la estructura del suelo. Por lo tanto, para un suelo seco:

$$B = 0, \text{ cuando el grado de saturación} = 0$$

Para suelos parcialmente saturados se tiene que, $0 < B < 1$.

2.4 Relación del grado de saturación S_r y las velocidades de onda de compresión V_p y de corte V_s

En esta sección, se presenta un análisis de las relaciones entre las velocidades de ondas y el grado de saturación. Es importante señalar que estas relaciones se han establecido experimentalmente en el intervalo lineal de las deformaciones. El intervalo lineal de las deformaciones se define como la zona de la deformación donde las propiedades dinámicas del suelo son constantes e independientes de la amplitud de la deformación. En el caso de la deformación angular (γ), el intervalo lineal generalmente corresponde a valores menores de $10^{-3}\%$ ($\gamma < 10^{-3}\%$).

Se ha demostrado experimentalmente que la velocidad de la onda de compresión limitada (V_p) es muy sensible al grado de saturación cuando aumenta de aproximadamente 99 a 100%. Este efecto se muestra en la figura 2.8 para la arena silícea de Ottawa (Allen et. al., 1980). En este caso, V_p aumenta desde un valor bajo, que está en el intervalo de 1200 a 1700 ft/s (366 a 518 m/s) a 5000 ft/s (1524 m/s) cuando aumenta el grado de saturación de 99.4 a 100%. Por lo tanto, se observa claramente que la medición de V_p puede ser muy útil para determinar si una muestra de suelo está cerca de estar saturada.

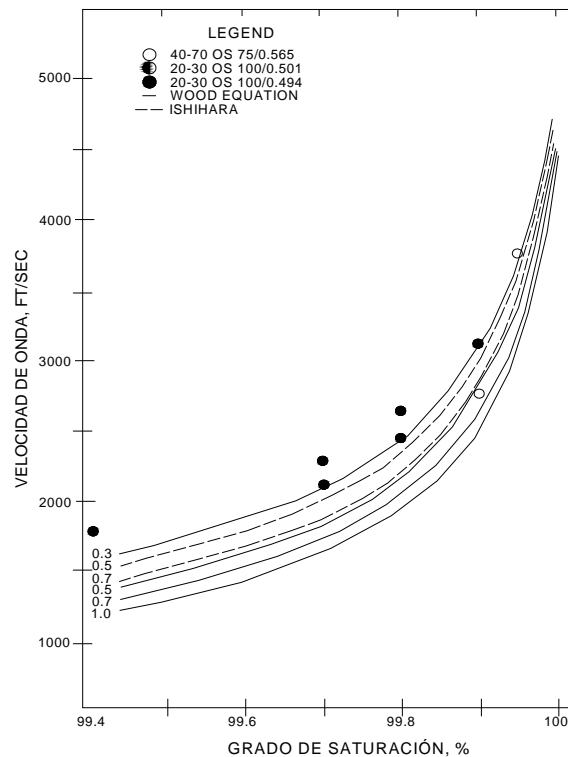


Figura 2.8 Relación entre Velocidad de onda- grado de saturación – relación de vacíos para arenas (Allen et. al. 1980)

En contraste, se ha observado que la velocidad de onda de corte (V_s) en los suelos no es afectada por la presencia de fluidos en los poros del suelo (Richart et. al., 1970). De hecho, la velocidad de onda de corte depende principalmente de la rigidez al corte del esqueleto del suelo.

La influencia del grado de saturación en la velocidad de onda de corte proviene principalmente del impacto que tiene en el esfuerzo efectivo, ya que la rigidez al corte aumenta a medida que aumenta el esfuerzo efectivo. Este resultado se muestra en la figura 2.9, donde el grado de saturación tiene muy poco efecto sobre la velocidad de la onda de corte en arenas (Richart et. al., 1970). En este caso, se supone que no se ha desarrollado ninguna tensión capilar significativa en la arena gruesa.

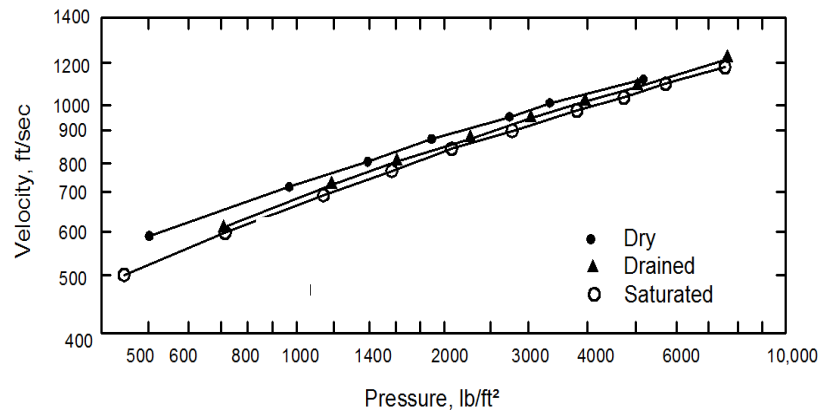


Figura 2.9 Variación de la velocidad de onda de corte con el grado de saturación (Richart et. al. 1970)

En la ingeniería geotécnica práctica el principal uso del valor de B ha sido el de estimar el grado de saturación de una muestra de suelo, si una muestra de suelo está saturada ($S_r = 100\%$), la compresibilidad volumétrica del agua (C_w) es bastante pequeña en comparación con la rigidez a la compresión del agua en los huecos (C_s). Por lo tanto, los valores de B están cerca de 1.

Las figuras 2.10 y 2.11 ilustran las relaciones típicas entre el grado de saturación y el valor de B de Skempton. Negro y Lee (1973) realizaron mediciones del grado de saturación por medio del parámetro B de Skempton en muestras de arena de Ottawa y encontraron valores muy bajos ($B < 0.1$) para grados de saturación incluso cerca del 90%.

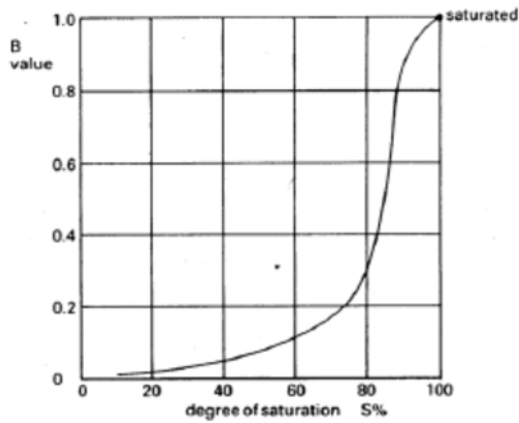


Figura 2.10 Grado de saturación relacionado con el valor del parámetro B (Head, 1986)

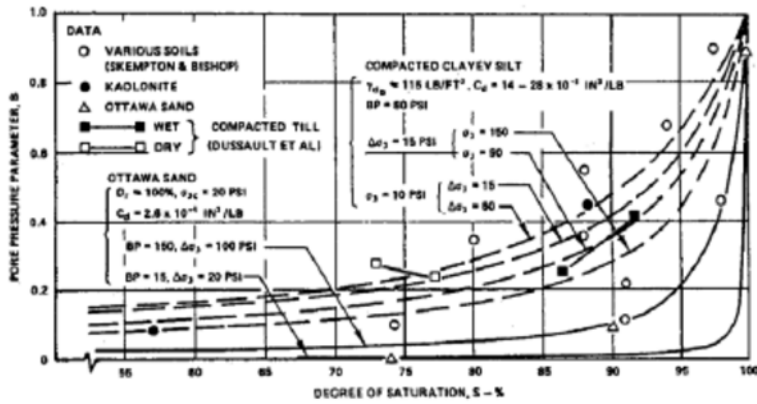


Figura 2.11 Grado de saturación relacionado con el valor del parámetro B (Black y Lee, 1973)

Según Ishihara et. al., (1998), la relación entre las velocidades de las ondas V_p y V_s y del parámetro B, está dada por:

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{4}{3} \frac{1}{G_o n C_1 B} \dots\dots\dots 2.23$$

donde:

- G_o es módulo al corte
- n es la porosidad
- B coeficiente de Skempton
- C_1 compresibilidad del agua

De los resultados de Ishihara, relaciona los valores de V_p mostrados en la figura 2.12, donde K_b es el módulo de cambio volumétrico del esqueleto de suelo (obtenido de la relación de Poisson y V_s en condiciones parcialmente seca), K_s es el módulo de cambio volumétrico de las partículas de suelo y k es el módulo de cambio volumétrico del suelo.

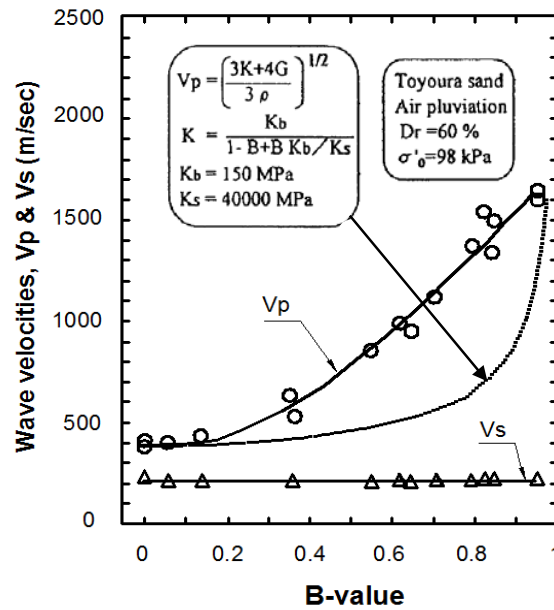


Figura 2.12 Relación entre las velocidades de onda y valores de B para la arena.
Fuente;(Ishihara et. al., 1970)

En las investigaciones de Valle-Molina (2003) y Valle-Molina y Stokoe (2012) se hizo explícita la relación entre el parámetro B de Skempton y el grado de saturación tomando en cuenta la aproximación de Skempton (1954), la ley de Boyle para gases y la ley de Henry para la disolución de los gases (Schuurman, 1966).

De acuerdo con el razonamiento de Skempton, para un elemento de suelo sujeto a un cambio en el esfuerzo total isotrópico, el cambio en el volumen del esqueleto del suelo (volumen total del espécimen) es igual al cambio de los vacíos en el suelo:

$$\Delta v_{sk} = \Delta v_v \dots \dots \dots 2.24$$

donde:

Δv_{sk} es la variación volumétrica del esqueleto de suelo

Δv_v es la variación volumétrica de los vacíos.

Además, el cambio de volumen de los vacíos en términos de los volúmenes de agua y aire se puede representar como:

$$\Delta v_v = \Delta v_w + \Delta v_a \dots\dots\dots 2.25$$

donde:

Δv_w es el cambio en volumen del agua mientras
 Δv_a representa el cambio en el volumen del aire.

Las ecuaciones 2.26 y 2.27 expresan la variación volumétrica de los sólidos y el agua, respectivamente (Skempton, 1954):

$$\Delta v_{sk} = C_s v_o (\Delta \sigma_3 - \Delta u) \dots\dots\dots 2.26$$

$$\Delta v_w = C_w n v_o \Delta u \dots\dots\dots 2.27$$

donde:

- C_s compresibilidad volumétrica del sistema suelo
- v_o volumen inicial del espécimen de suelo
- $\Delta \sigma_3$ incremento de la presión confinante
- Δu incremento de la presión de poro
- C_w compresibilidad volumétrica del agua
- n porosidad.

La evaluación del cambio volumétrico de la fase de aire en los poros del suelo se realizó utilizando la ley de Boyle para la compresión de los gases que establece que bajo temperatura constante la presión absoluta multiplicada por el volumen es constante (Lade and Hernández, 1977):

$$u_1 v_a = (u_1 + \Delta u)(v_a - \Delta v_a) \dots\dots\dots 2.28$$

donde, u_1 es la presión absoluta.

El volumen de aire es la diferencia entre el volumen de aire libre en los poros (v_{af}) y el volumen del aire disuelto (v_{ad}):

$$v_a = v_{af} - v_{ad} \dots\dots\dots 2.29$$

Para estimar el volumen de aire disuelto se utiliza la ley de Henry que es directamente proporcional al volumen del agua (Schuurman, 1966):

$$v_{ad} = H v_w \dots\dots\dots 2.30$$

donde, H es el coeficiente de solubilidad.

Los volúmenes de aire libre y disuelto se estiman:

$$v_{af} = n v_o (1 - S_r) \dots\dots\dots 2.31$$

$$v_{ad} = n v_o S_r H \dots\dots\dots 2.32$$

donde, S_r es el grado de saturación del suelo.

Se sustituyen las ecuaciones 2.31 y 2.32 en 2.30:

$$v_a = n v_o (1 - S_r - S_r H) \dots\dots\dots 2.33$$

Por lo tanto el cambio del volumen de aire que se determina es:

$$\Delta v_a = \left(\frac{n v_o (1 - S_r - S_r H)}{u_1 + \Delta u} \right) \Delta u \dots\dots\dots 2.34$$

donde:

$u_1 + \Delta u$ es P_w , la presión absoluta en el poro del fluido. La ecuación 2.34 fue definida considerando las siguientes hipótesis:

- a) La presión de poro en el agua es la misma que la presión de poro en el aire por lo que la tensión superficial en las burbujas de aire es despreciada.
- b) El coeficiente de solubilidad (H) es considerado constante.

Finalmente la relación entre S_r y la B de Skempton es:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \left(\frac{1}{1 + \frac{C_w n S_r}{C_s} + \frac{n}{C_s P_w} (1 - S_r - S_r H)} \right) \dots\dots\dots 2.35$$

Originalmente Schuurman (1966), asumió un valor de H de 0.02 a 20°C de temperatura. Sin embargo, Tamura et. al., (2002) sugirieron valores de H menores a 0.02. La calibración de la ecuación 2.35 para arena se realizó mediante la variación del coeficiente de solubilidad, H entre 0.001 y 0.02 (Valle-Molina, 2006). Los valores de C_s igual a 2.6×10^{-5} 1/MPa y de C_w igual a 4.7×10^{-6} 1/MPa fueron tomados de Ishihara (1967) para arenas.

La figura 2.13 muestra los resultados de la ecuación 2.35 asociados con diferentes valores de onda P y variando el valor de H. Se observa la variación de H entre 0.01 y 0.004, y claramente a mayor valor de H la relación V_p - S_r se mueve horizontalmente hacia valores más pequeños de S_r (hacia la izquierda).

En este caso el valor de H igual a 0.004 hace que S_r igual a 1 coincida con $V_p \approx 1525$ m/s. Con estas mediciones será posible evaluar los parámetros elásticos en el espécimen ensayado.

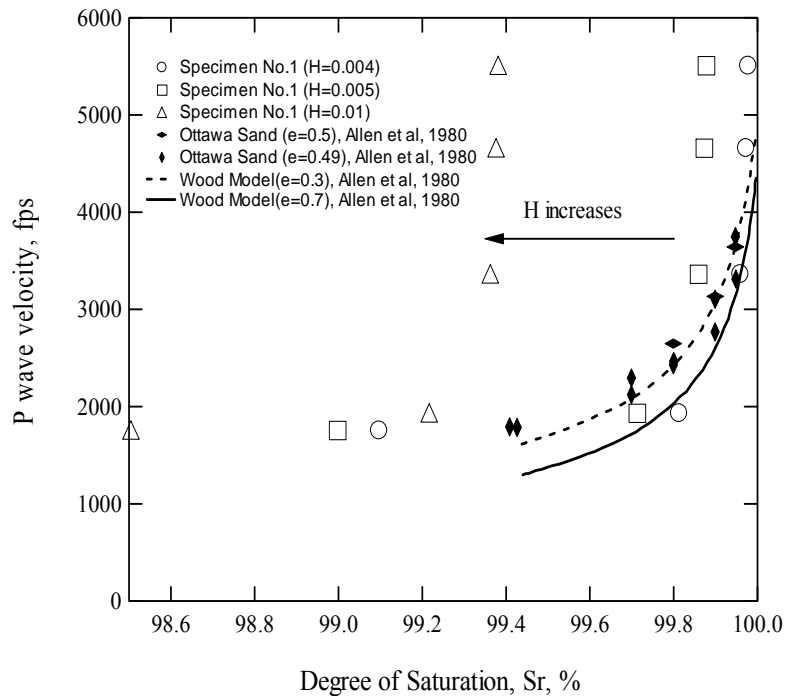


Figura 2.13 Comparación de la Relación entre Grado de Saturación, S_r y V_p para diferentes valores de H Fuente: (Valle-Molina, 2006).

Los resultados gráficos de las relaciones entre $V_p - B$, $V_s - B$ y $\nu - B$ de cada una de los ensayos se localizan en el capítulo cinco de este trabajo.

CAPÍTULO 3

TÉCNICAS EXPERIMENTALES

3.1. Descripción de los equipos de laboratorio

Como se mencionó anteriormente se emplearon dos equipos triaxiales: una cámara triaxial neumática y una cámara triaxial ELE, y una cámara de columna resonante.

Los equipos triaxiales funcionan con carga monotónica y carga o desplazamiento controlado. Están instrumentadas con una celda de carga sumergible, transductores para medir presión confinante, presión de poro o contrapresión, un transductor de presión diferencial para medir el cambio de volumen, y un transductor de desplazamiento (LVDT) para registrar la deformación axial externa. Además de estar instrumentadas con cristales piezoeléctricos para la medición de velocidades de onda de compresión (V_p) y cortante (V_s).

Adicionalmente la cámara triaxial neumática cuenta con cuatro transductores internos ubicados en el tercio central de la probeta para medir deformaciones axiales, además de un transductor de presión de poro al centro de la probeta. También se empleó una cámara triaxial de columna resonante, la cual cuenta con transductores para medir presión confinante, presión de poro o contrapresión y una serie de acondicionadores de señal.

Los detalles de estos equipos se muestran a continuación.

Cámara ELE

En este equipo de laboratorio funciona con carga monotónica y carga o desplazamiento controlado. Su operación es semi-automática y puede llevar a cabo pruebas de: compresión no confinada (UC), no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y consolidada drenada (CD). Las etapas que se llevaron a cabo en este equipo son: saturación, consolidación isótropa y falla no drenada en condiciones de deformación controlada.

Las pruebas realizadas fueron del tipo consolidada no drenada, CU, para diferentes niveles de esfuerzo efectivo. Los objetivos de estos ensayos fueron determinar las

velocidades de onda V_p y V_s , la B de Skempton, la relación de Poisson (ν), el módulo de rigidez (G) en la etapa de saturación.

Está instrumentada con una celda de carga sumergible, transductores para medir presión confinante, presión de poro o contrapresión, un transductor de presión diferencial para medir el cambio de volumen, y un transductor de desplazamiento (LVDT) para registrar la deformación axial externa, Flores-Guzmán et. al., 2010: Las especificaciones de cada uno de estos componentes se describen a continuación y se observan en la figura 3.1.

- Celda de carga sumergible marca OMEGADYNE, modelo LCUW-250, con un rango de 0–250 lbs. El principio de funcionamiento de la celda de carga es el de un sensor uniaxial, por lo que sólo registra la carga en una dirección de aplicación (axial).
- Sensor de presión marca DRUCK LTD modelo PDCR 810, con un rango de 7 bars (700kPa), empleado para medir la presión confinante, controlada por uno de los motores a paso.
- Sensor de presión marca DRUCK LTD modelo PDCR 810, con un rango de 7 bars (700 kPa), para medir la contra presión al interior de la muestra.
- Transductor de cambio volumétrico modelo 27-1641, con un rango de 80 cm³.
- LVDT modelo E1000, para monitorear el desplazamiento del pistón neumático. Está colocado de manera que el núcleo permanezca unido al vástago de extensión acoplado en el embolo del pistón, permitiendo así un movimiento conjunto.

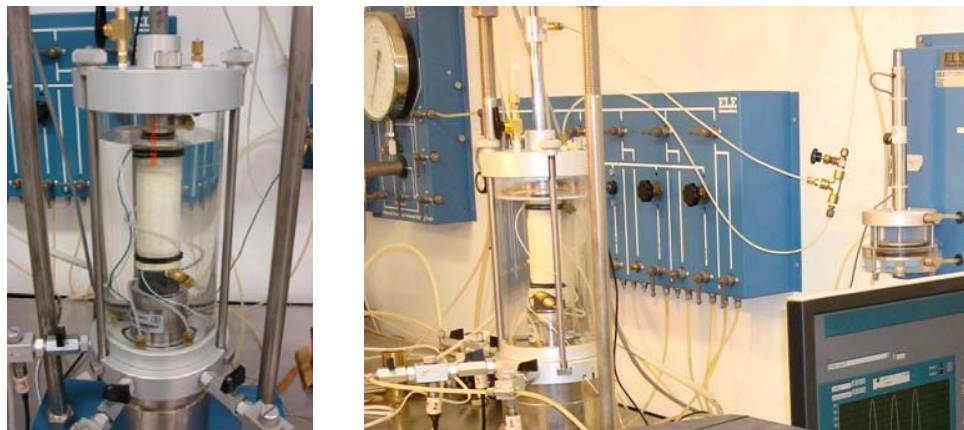


Figura 3.1 Equipo triaxial ELE

También cuenta con una serie de acondicionadores de señal y un sistema de adquisición de datos que tiene una tarjeta digital para convertir señales analógicas en datos digitales. Adicionalmente, esta instrumentada con cristales piezoeléctricos para medir velocidades de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) durante las etapas de saturación y de consolidación. En la sección 3.3, se mencionan las características de los cristales piezoeléctricos empleados.

Anterior a este trabajo de investigación se realizaron adaptaciones a la cámara triaxial estática ELE y consistieron en diseñar y modificar la base de la cámara con glándulas, para pasar los cables coaxiales de los transductores piezoeléctricos del interior al exterior en la base, (Flores, 2013).

También se requirió maquinar un cabezal y pedestal con un diámetro de 3.2 centímetros para instrumentarlos con los cristales piezoeléctricos, el motivo de esta modificación fue emplear la muestra de suelo al máximo, ya que el material con el que se contaba era escaso. La maquinación del cabezal y pedestal se realizó en el Taller Mecánico de la Secretaría Técnica del Instituto de Ingeniería. En la figura 3.2 se muestra el esquema del diseño de dichas piezas.

Inicialmente, se maquinó el cabezal y pedestal de la cámara con material de lucita, sin embargo, una reacción química entre el material y el pegamento epóxico dañó las piezas. Así que, el cabezal y pedestal se fabricaron con un material llamado nylamid, el cual es ligero y fácil de moldear en comparación con la lucita, y no presenta la reacción química como en otro material (Flores, 2013).

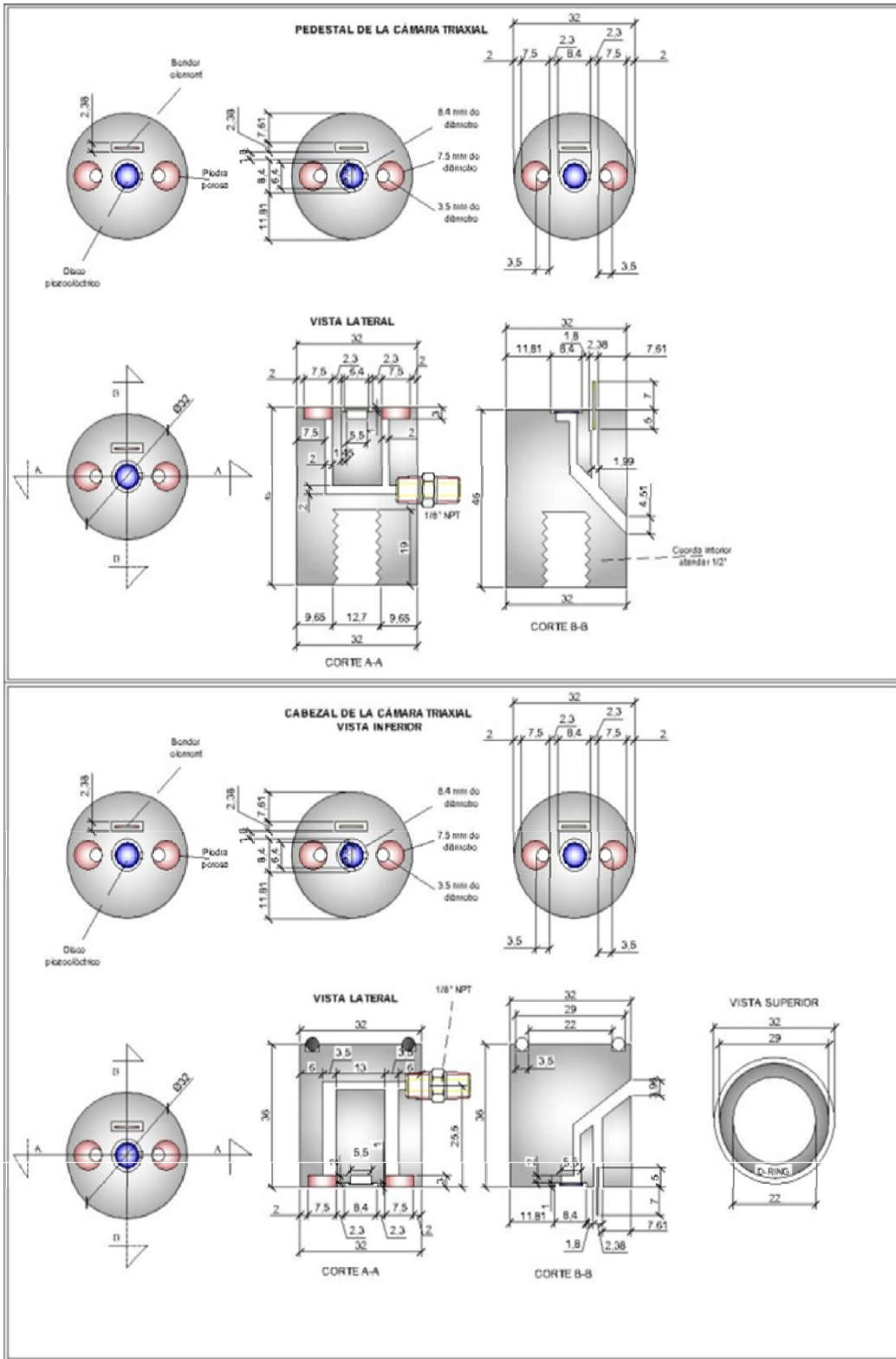


Figura 3.2 Diseño de cabezal y pedestal de nylamid para equipo triaxial

Cámara Neumática

Este equipo triaxial neumático se construyó en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería en colaboración con la Coordinación de Instrumentación. La cámara triaxial neumática opera de forma semi-automática, se diseñó y acondicionó para seguir trayectorias de esfuerzo arbitrarias (Valderrama et. al., 2002). Al igual que el equipo triaxial ELE esta cámara funciona con carga monotónica y carga o desplazamiento controlado.

La operación de este equipo es semi-automática y puede llevar a cabo pruebas de: compresión no confinada (UC), no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y consolidada drenada (CD). Las etapas que se llevaron a cabo en este equipo son: saturación, consolidación isótropa y/o anisótropa y falla no drenada en condiciones de deformación controlada.

Las pruebas realizadas fueron del tipo consolidada no drenada, CU, para diferentes niveles de esfuerzo efectivo. Los objetivos de estos ensayos fueron determinar las velocidades de onda V_p y V_s , la B de Skempton, la relación de Poisson (ν), el módulo de rigidez (G) en la etapa de saturación.

Esta cámara cuenta con una celda de carga sumergible, transductores para medir presión confinante, presión de poro o contrapresión, un transductor de presión diferencial para medir el cambio de volumen, un transductor de desplazamiento (LVDT) para registrar la deformación axial externa, un transductor de presión de poro al centro de la probeta y cuatro transductores sumergibles internos (LVDT) ubicados en el tercio central de la probeta para medir deformaciones axiales con una precisión de lectura del sistema de 0.001% (Valderrama et. al., 2002).

Los detalles de cada uno de estos componentes se describen a continuación y se observan en la figura 3.3.

- La celda de carga sumergible cuyo modelo es LCUW-250, con un rango de 0–250 lbs.
- El transductor de presión, modelo G830-000-1C, con un rango de 0 a 100 psi, el cual se utiliza para medir la presión confinante, controlada por un motor a pasos.

- Un transductor de presión marca Statham, con un rango de 0 a 250 psi, para medir la contrapresión al interior de la muestra.
- Un transductor de presión diferencial, modelo DP15-25, con un rango de 30 cm de columna de agua, opera con ayuda de una doble bureta graduada.
- Un LVDT externo, modelo E1000, de 2 pulgadas de carrera total, para registrar el desplazamiento del pistón neumático. Está colocado de tal manera que el núcleo permanezca unido al vástago de extensión, acoplado en el émbolo del pistón.
- El pistón neumático está conectado a un regulador de presión, acoplado con el motor a pasos. El motor permite controlar la aplicación de esfuerzos desviadores a la probeta.
- El motor a pasos tiene una capacidad de 227 kg y cuenta con una cámara superior y una inferior. Cada cámara se encuentra conectada a un regulador de presión. La presión en la cámara superior provoca que el vástago se deslice hacia abajo, mientras que la inferior hace que se deslice hacia arriba. Este mecanismo permite aproximar lo más cerca posible la parte superior del cabezal, unida al vástago con la parte inferior del cabezal colocada en la probeta. La ventaja de este tipo de celda es la eliminación de los efectos de fricción del vástago en la medición de las cargas soportadas por el suelo (Lagunas, 1992).



Figura 3.3 Equipo Triaxial Neumático

Adicionalmente este equipo se instrumentó con cristales piezoeléctricos colocados en el cabezal y pedestal para medir velocidades de onda de compresión, V_p , y corte V_s , respectivamente.

Anteriormente a esta cámara se le realizaron adecuaciones que consistieron en diseñar y modificar la base de la cámara triaxial con una glándula para pasar los cables coaxiales de los cristales piezoeléctricos del interior al exterior de la cámara (Flores, 2013). El diseño de cabezal y pedestal empleados es similar al utilizado en la cámara triaxial estática ELE.

Columna resonante

La cámara triaxial de columna resonante es un dispositivo empleado para realizar ensayos dinámicos a baja deformación, comprendida entre 10^{-5} y 10^{-2} %.

La columna resonante del laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería es tipo Drnevich, con este equipo es posible determinar el módulo de rigidez al corte, G , y la fracción de amortiguamiento, λ , parámetros con los cuales es posible obtener las curvas, rigidez-deformación, amortiguamiento-deformación.

El equipo está compuesto por una computadora que tiene integrada una tarjeta de adquisición de datos (a), un conjunto de acondicionadores de señal (b) y la cámara de prueba (c), como se muestra en la figura 3.4.

El programa de manejo automático del equipo, la adquisición de datos y los módulos de reporte se hicieron en el lenguaje de programación LabVIEW con el apoyo de la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería.

La excitación y adquisición de datos se controla con una tarjeta de adquisición de datos modelo PC MIO 16Ex10 de la marca National Instruments, la cual cuenta con 16 canales analógicos de entrada y dos de salida.

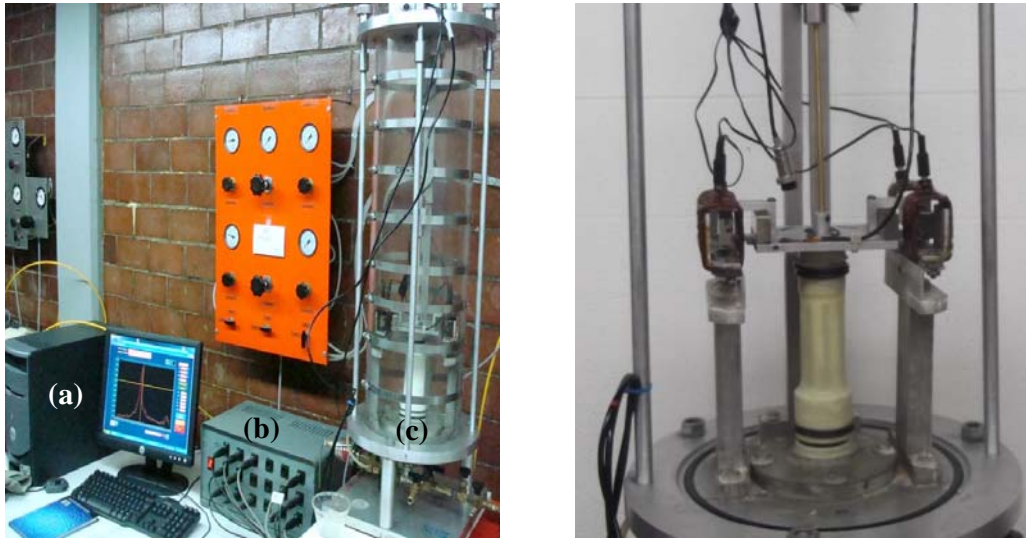


Figura 3.4 Cámara triaxial de columna resonante

La cámara esta instrumentada con dos transductores de presión uno para la presión confinante y otro para la contrapresión que a su vez mide la presión de poro en la base de la probeta y un transductor de desplazamiento axial (DCDT). También cuenta con un acelerómetro, el cual permite registrar la aceleración de respuesta de la probeta, excitada a diferentes frecuencias.

El cabezal se encuentra unido a la placa móvil que en los extremos opuestos tiene dos imanes, los cuales se introducen en unas bobinas. A través de las bobinas se hace pasar un voltaje variable con una onda senoidal, cuya frecuencia varía; al ser excitadas las bobinas se genera un campo magnético variable de igual forma de onda que el voltaje, el cual provoca que los imanes se desplacen induciendo un momento torsionante cíclico en el espécimen.

El arreglo del espécimen corresponde al caso de una barra empotrada en un extremo y en el otro un peso. En la figura 3.5 se detalla el sistema móvil de la columna resonante.

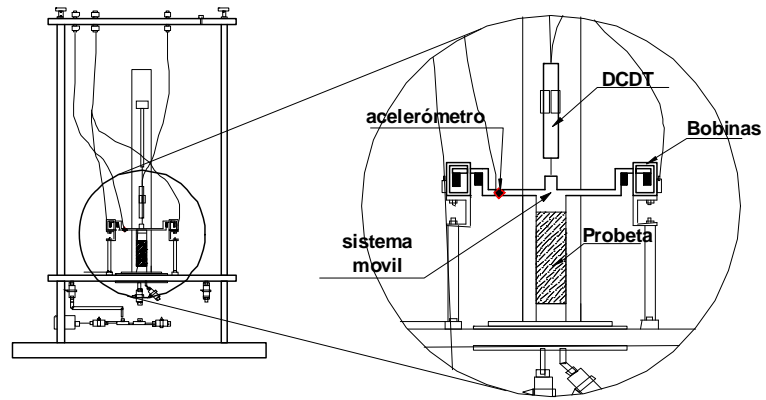


Figura 3.5 Sistema móvil de la columna resonante del Instituto de Ingeniería

3.2 Descripción de los ensayos realizados

El trabajo experimental consta de once pruebas triaxiales estáticas, de las cuales ocho se consolidaron isotrópamente y tres se consolidaron anisótricamente. Para ocho de las pruebas triaxiales estáticas, se llevó a cabo su correspondiente prueba de columna resonante; cabe mencionar que las muestras empleadas en ambas pruebas fueron obtenidas del mismo estrato de suelo.

Para realizar los ensayos estáticos se emplearon dos equipos: una cámara triaxial neumática y una cámara triaxial ELE, mientras que para realizar los ensayos dinámicos se empleó una cámara de columna resonante.

Las cámaras triaxiales cuentan con una serie de acondicionadores de señal y un sistema de adquisición de datos que tiene una tarjeta digital para convertir señales analógicas en datos digitales. Además están instrumentadas con cristales piezoeléctricos para medir velocidades de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) en las etapas de saturación y de consolidación.

Las cámaras triaxiales se encuentran semi-automatizadas para ejecutar los siguientes ensayos: compresión no confinada (UC), no consolidada no drenada (UU), consolidada no drenada (CU) y consolidada drenada (CD).

Tanto para los equipos triaxiales como para la cámara de columna resonante se requiere labrar el espécimen de suelo para después realizar el montaje en el equipo correspondiente y llevar a cabo las etapas de: saturación, consolidación y falla no drenada en este caso. En el caso de la columna resonante al terminar la etapa de consolidación se realiza la etapa de ensayo y no existe la etapa de falla.

Las pruebas realizadas fueron del tipo consolidada no drenada, CU, a diferentes niveles de esfuerzo efectivo, de las cuales tres con consolidación isotrópica y tres con consolidación anisótropa.

Los objetivos de estos ensayos fueron determinar las velocidades de onda V_p y V_s , la B de Skempton, la relación de Poisson (ν), el módulo de rigidez (G) en la etapa de saturación y, terminada la consolidación, llevar el espécimen a la falla no drenada en condiciones de deformación controlada.

Los especímenes que se ensayaron en la cámara triaxial neumática se obtuvieron a diferentes profundidades las cuales se muestran en la tabla 3.1. Los resultados experimentales se muestran en los capítulos cuatro y cinco de este documento.

Se realizaron ocho ensayos en columna resonante para determinar las propiedades dinámicas del suelo: el módulo de rigidez, G y la deformación angular, γ a diferentes niveles de esfuerzo efectivo de consolidación.

Los especímenes que se ensayaron en la columna resonante, como se mencionó anteriormente, se obtuvieron del mismo estrato del cual se tomó la muestra para la cámara triaxial estática.

Los resultados experimentales se muestran en el capítulo cuatro y cinco de este documento.

Tabla 3.1 Ensayes realizados

Sondeo	Muestra No.	Profundidad m	Consolidación	Cámara
S-15	51	17.32	isótropa	<i>Neumática y Resonante</i>
	71	25.51	isótropa	<i>ELE y Resonante</i>
	89	37.16	isótropa	<i>Neumática y Resonante</i>
	109	57.91	isótropa	<i>ELE y Resonante</i>
S-17	65	22.50	isótropa	<i>Neumática y Resonante</i>
	50	16.34	anisótropa	<i>Neumática y Resonante</i>
	91	37.15	isótropa	<i>ELE y Resonante</i>
S-14	93	40.20	anisótropa	<i>Neumática</i>
	70	25.25	isótropa	<i>ELE y Resonante</i>
	88	37.75	isótropa	<i>Resonante</i>
S-16	75	25.51	anisótropa	<i>Neumática</i>

A continuación se describen cada una de las etapas de los ensayos realizados.

Labrado de la muestra

Para la realización de estos ensayos se utilizaron muestras obtenidas con tubo muestreador tipo Shelby, a los tubos seleccionados se les tomó previamente una radiografía de rayos “X” en tres diferentes ángulos con el fin de identificar alteraciones en la muestra y así seleccionar un tramo adecuado para realizar el ensaye.

Cabe mencionar que las muestras se conservaron y manejaron de acuerdo a la norma ASTM D4220, para el grupo C, la cual es específica para obtener parámetros de resistencia estáticos y dinámicos de suelos arcillosos. El control y manejo de la muestra se realizó de acuerdo a la norma ASTM D4767-95.

La muestra se manejó cuidadosamente para minimizar perturbaciones ocasionadas por el corte, como se muestra en la figura 3.6 a); en seguida se extrajo y dio forma a la muestra de suelo, con el material sobrante producto del labrado, se determinó el contenido de agua inicial y otras pruebas índice. La forma que se dio al suelo mediante el labrado fue cilíndrica, como se aprecia en la figura 3.6 b), con un diámetro de 3.2 cm y una altura promedio de 2 a 2.5 veces el diámetro de la muestra según las normas ASTM.

Una vez que se tiene la probeta se hace un hueco de forma rectangular en ambas caras del cilindro. También es necesario realizar una hendidura circular en la parte central de cada cara de la probeta, como se muestra en la figura 3.6 c), este hueco debe coincidir con la ubicación del elemento disco en la cámara triaxial. Las dimensiones de los huecos deben tener cierta holgura con respecto a los cristales piezoeléctricos, ya que el espacio entre estos se rellena con una mezcla de caolín y agua, esto para asegurar el contacto entre el suelo y el elemento de flexión (BE).

Una vez que se han realizado los orificios se procede a colocar la probeta en la cámara triaxial.



a) Corte de tubo

b) labrado de probeta

c) orificios para cristales

Figura 3.6 Manejo y obtención de la muestra

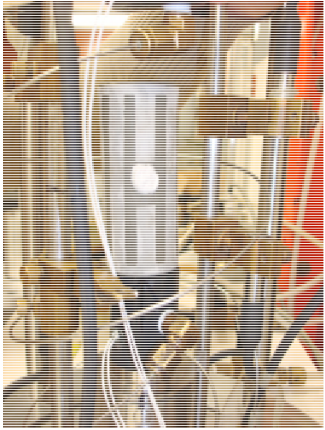
Montaje

El procedimiento de montaje es el siguiente:

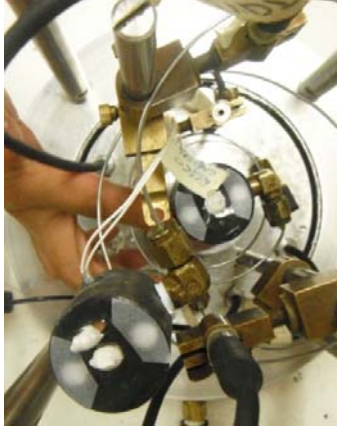
- a) se registra el peso y las dimensiones iniciales de la probeta. Cabe mencionar que previamente se toman testigos para determinar el contenido de agua inicial.
- b) se coloca un filtro perimetral a la muestra de suelo. En el caso de la cámara triaxial neumática, si se requiere, se recorta dicho filtro en la posición donde quedará colocado el transductor de presión de poro al centro de la probeta, como se muestra en la figura 3.7 a); también se colocan filtros en los drenes de la base y cabezal de la cámara triaxial.
- c) Acto seguido se coloca una mezcla de caolín y agua en los cristales piezoeléctricos, como se muestra en la figura 3.7 b) e inmediatamente después se coloca la muestra de suelo en la cámara triaxial.
- d) se protege la probeta con una membrana de látex de 15.0 cm de alto y 0.5 mm de espesor fabricada en Instituto, en el caso de la cámara triaxial neumática la membrana tiene un conducto circular al centro de la probeta con un orificio para colocar el transductor de presión de poro. En ambos casos la membrana es colocada mediante un molde partido de 10 cm de altura y 4.67 cm de diámetro, como se muestra en la figura 3.7 c).
- e) se saturan las líneas de drenaje, para garantizar que no tenga burbujas de aire durante la etapa de saturación. Se sellan las salidas del cable micro-coaxial de los cristales piezoeléctricos con grasa de silicón, se aceitan los vástagos de desplazamiento externo. En el caso de la cámara neumática, se aceitan los postes donde se colocan los LVDT's internos con aceite de silicón, acto seguido se fijan los LVDT's con un pegamento instantáneo, como se muestra en la figura 3.7 d).
- f) se revisa la carrera del vástago exterior de la cámara triaxial. En el caso de la cámara triaxial neumática se ajusta la presión de la cámara interior a un valor de 0.30 kg/cm². Se coloca la camisa, la tapa y se sella la cámara triaxial. Una vez sellada la cámara se verifica el funcionamiento de los traductores.
- g) se llena la cámara con agua destilada y desaireada, como se muestra en la figura 3.7 e). Se verifica la posición del vástago externo de la cámara triaxial y la

posición de los transductores de desplazamiento interno mediante el programa de computadora como se muestra en la figura 3.7 f).

h) Una vez montada la probeta en la cámara triaxial, se aplica una presión de confinamiento de 30 kPa durante 10 min. Esto permite que la presión se estabilice dentro de la cámara triaxial.



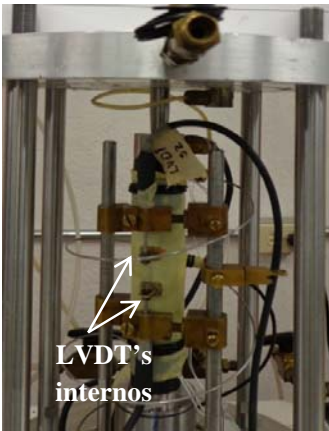
a) colocación de filtro



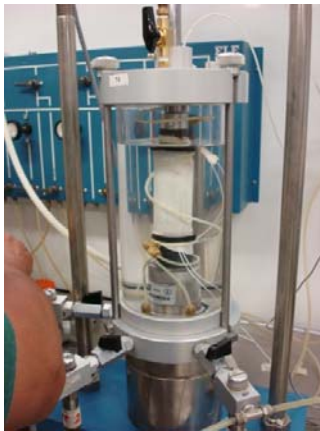
b) caolín en cristales



c) colocación de membrana



d) sello de LVDT's internos



e) llenado de cámara



f) revisión de transductores

Figura 3.7 Montaje de muestra de suelo en cámara triaxial

Etapa de Saturación

Una vez montado el espécimen de suelo en la cámara triaxial instrumentada con los cristales piezoeléctricos se inicia la etapa de saturación. En esta etapa se aplican incrementos de presión confinante y contrapresión, sin que el esfuerzo efectivo exceda 0.1 kg/cm^2 . Se aplican cuatro incrementos de presión total, iniciando con 0.6 kg/cm^2 de presión confinante y 0.5 kg/cm^2 de contrapresión, en el siguiente incremento los esfuerzos se incrementan en 0.5 kg/cm^2 y así sucesivamente, hasta llegar a 2.1 kg/cm^2 y 2.0 kg/cm^2 , de presión confinante y contrapresión respectivamente.

Sabemos que el espécimen de suelo alcanza su máximo grado de saturación para cada incremento de presiones cuando la curva de cambio de volumen contra tiempo se hace asintótica en el eje de las abscisas, esto significa que se ha alcanzado un estado de esfuerzo en equilibrio, por lo que se aplica el siguiente incremento de esfuerzos totales.

Cada incremento de presiones se mantiene por aproximadamente 24 horas, dejando abierta la línea de drenaje de la cámara triaxial para permitir la saturación del espécimen de suelo. Al finalizar cada incremento se realizan las mediciones de velocidad de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) e inmediatamente después se mide el parámetro B de Skempton.

Medición de velocidades de onda V_p y V_s con cristales piezoeléctricos

Estas mediciones se llevan a cabo al final de cada incremento de saturación, al término de cada incremento de consolidación isótropa y durante el proceso de consolidación anisótropa.

Los resultados experimentales de V_p y V_s obtenidos en la etapa de saturación se representan gráficamente mediante curvas que relacionan las velocidades de onda V_p y V_s contra la B de Skempton y la relación de Poisson en la etapa de saturación. En la etapa de consolidación se estudian las V_p y V_s asociadas al esfuerzo efectivo de consolidación.

Para llevar a cabo estas mediciones se emplea el sistema de medición y adquisición de datos para cristales piezoeléctricos, desarrollado en el Instituto de Ingeniería, el cual se describe a detalle en la sección 3.4. Este sistema cuenta con un programa a través del cual se genera un patrón de excitación senoidal, al cual se le indica la frecuencia de excitación (f), la amplitud de onda (A), el tiempo de retardo de la misma (t_0), el signo de

la fase (+ o -) y el número de ciclos de excitación (c). Para este estudio se empleó una frecuencia de excitación de 2000 Hz y amplitudes de 100 y 200 volts pico-pico.

Definidos estos parámetros se manda la señal de excitación al cristal emisor, el cual genera un movimiento que se propaga a través de la probeta de suelo y es recibida por el cristal receptor. Ambas señales son observadas en tiempo real en un osciloscopio y adquiridas por la computadora, como se observa en la figura 3.8. En la computadora se observa con mayor claridad el arribo de la señal receptora.

Una vez que se tienen ambas señales bien definidas, estas se guardan para analizarlas posteriormente y determinar el tiempo de retardo. Con este tiempo y la distancia efectiva entre los cristales es posible calcular las velocidades de onda, como se explica en la sección 3.7.

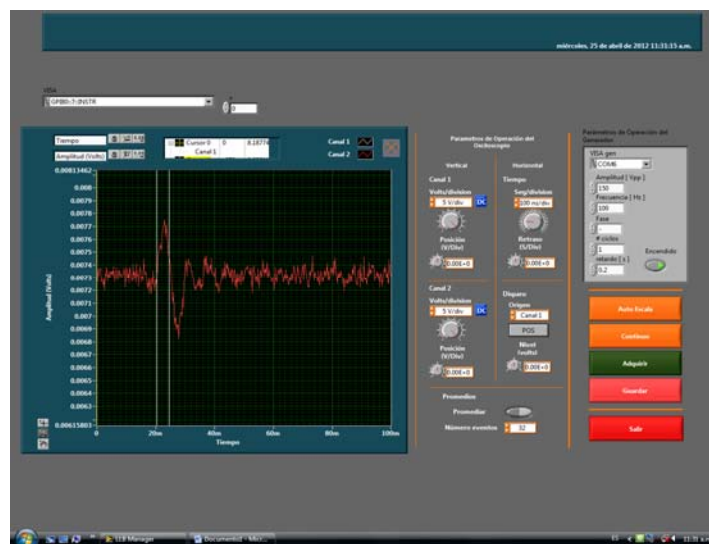


Figura 3.8 Medición de velocidades de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) con cristales piezoeléctricos

Medición de B de Skempton

Para llevar a cabo la medición del parámetro B de Skempton se aplica un incremento en el esfuerzo confinante ($\Delta\sigma_3$) de la cámara triaxial sin permitir el drenaje del espécimen de suelo. El aumento en la presión confinante provoca un incremento en la presión de

poro del suelo (Δu), mismo que se observa en la pantalla del programa de computadora que controla a la cámara triaxial.

En la pantalla se muestra una curva presión de poro contra tiempo, como se observa en la figura 3.9, cuando la presión de poro se estabiliza se procede a tomar la lectura final de presión de poro, este tiempo es de aproximadamente cinco minutos. Estos datos son guardados por el programa. Con los datos anteriores el programa calcula la B de Skempton, mediante la siguiente expresión:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \dots \dots \dots 3.1$$

donde:

Δu es el incremento de la presión de poro medido en el espécimen de suelo al incrementar la presión confinante, σ_3

$\Delta \sigma_3$ es el incremento en la presión confinante



Figura 3.9 Medición del parámetro B de Skempton

El valor de este parámetro permite evaluar las condiciones de saturación del suelo para determinado incremento de saturación. Cuando la relación de $\Delta \sigma_3$ y Δu es cercana a la unidad ($B \geq 0.95$) se considera que la probeta de suelo está saturado.

Para cada incremento de esfuerzos totales, se midió la B de Skempton y las velocidades de ondas de compresión (V_p) y onda de corte (V_s). Estos dos parámetros se correlacionan y se presentan gráficamente en el capítulo cinco de este trabajo.

Determinación de la Relación de Poisson

Este parámetro del suelo se obtiene de manera indirecta mediante las velocidades de propagación de ondas obtenidas de la muestra de suelo.

La relación de Poisson nos indica la relación entre las deformaciones transversales y longitudinales de un material cuando es sometido a una fuerza axial. El material experimenta deformación en la dirección de la fuerza y en las direcciones normales a ella, como se aprecia en la figura 3.10.

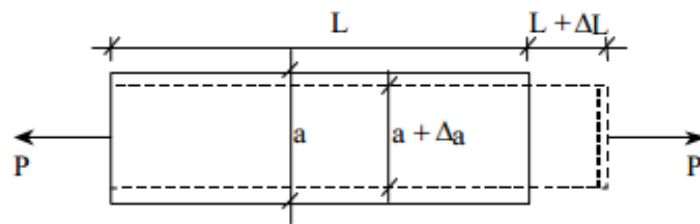


Figura 3.10 Esquema de cuerpo sometido a una fuerza axial

La deformación que ocurre en la dirección de la aplicación de la fuerza se le denomina deformación longitudinal (ϵ_L) y la deformación que ocurre en la dirección normal a ella se le denomina transversal (ϵ_t) y están definidas en las expresiones 3.2 y 3.3:

$$\epsilon_L = \frac{\Delta L}{L} \dots\dots\dots 3.2$$

$$\epsilon_t = \frac{\Delta a}{a} \dots\dots\dots 3.3$$

Tomando en cuenta lo anterior tenemos que la relación de Poisson, ν , es:

$$\nu = - \frac{\epsilon_t}{\epsilon_L} \dots\dots\dots 3.4$$

o bien:

$$m = \frac{1}{\nu} = - \frac{\epsilon_L}{\epsilon_t} \dots\dots\dots 3.5$$

El valor de m es función del material, aunque su variación es pequeña. En general para materiales isótropos, m varía entre 0.25 y 0.33.

La manera en la que se relacionan las velocidades de propagación de ondas y la relación de Poisson (ν) se expresa en la ecuación 3.6.

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \dots\dots\dots 3.6$$

donde:

- V_p Velocidad de onda de compresión, m/s
- V_s Velocidad de onda cortante, m/s
- ν Relación de Poisson

Existen pocos estudios experimentales para determinar la relación de Poisson debido a la dificultad de medir deformaciones en el rango lineal, motivo por el cual resulta factible estimarlo a partir de las mediciones con cristales piezoeléctricos.

Etapa de Consolidación

Una vez que se aplicaron los incrementos de saturación, se procede a iniciar la etapa de consolidación. Esta etapa puede llevarse a cabo isótropa o anisótricamente. El proceso de consolidación se llevó a cabo mediante incrementos de presión confinante.

En el caso de la consolidación isótropa, al terminar la consolidación primaria (Taylor, 1948) se miden las velocidades de onda V_p y V_s e inmediatamente después se aplica el siguiente incremento de esfuerzo efectivo y así sucesivamente hasta obtener la curva de compresibilidad.

A diferencia de los equipos triaxiales en el equipo de columna resonante al finalizar cada incremento de consolidación isótropa se llevó a cabo su etapa de ensaye y así sucesivamente hasta obtener la curva de compresibilidad. Dicha etapa de ensaye se describe más adelante.

En la consolidación anisótropa, inicialmente se aplican incrementos isotropos hasta llegar a un valor de esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) esto se realiza para separar la línea de falla de la línea en donde se cumpla la relación $\sigma'_h/\sigma'_v = 0.5$, como se muestra en la figura 3.11 en el tramo 1-2. Los resultados de esta etapa se muestran en el espacio p' - q , donde los parámetros necesarios se definen en las expresiones 3.7 a 3.10.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \dots\dots\dots 3.7$$

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2}{3}} \dots\dots\dots 3.8$$

Donde p' es el esfuerzo octahédrico y τ_{oct} es el esfuerzo cortante octahédrico. Para los ensayos de compresión en la cámara triaxial neumática, el esfuerzo efectivo vertical $\sigma'_v = \sigma'_1$ y el horizontal $\sigma'_h = \sigma'_3$. Cuando: $\sigma'_2 = \sigma'_3$, tenemos que:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \dots\dots\dots 3.9$$

y

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \dots\dots\dots 3.10$$

Después de haber aplicado los incrementos isotropos se aplican incrementos de esfuerzo vertical hasta que la trayectoria de esfuerzos alcance la línea teórica, como se aprecia en la figura 3.11 en el tramo 2-3. Ya en la línea teórica, se aplican al espécimen esfuerzos verticales y/o confinantes para seguir la trayectoria de la línea teórica definida como K_0 hasta alcanzar el esfuerzo efectivo programado (σ'_1), como se observa en la figura 3.11 en el tramo 3-4.

El intervalo de tiempo entre la aplicación de un incremento de esfuerzo y el incremento siguiente se define al inicio de la consolidación anisótropa. Este tiempo se mantiene constante a lo largo de la trayectoria de esfuerzos y debe ser el necesario para evitar presiones de poro excesivas.

Después de cierto periodo se midieron las velocidades de onda V_p y V_s a lo largo de los puntos de 1 a 4, dicho tiempo esta dictado por el tipo de suelo y el avance en la trayectoria de esfuerzos.

Durante el proceso de consolidación se observó el cambio volumétrico de la probeta con una bureta, además de contar con un transductor diferencial de presión para medir la presión de poro con una resolución tal que puede medir 50 cm de columna de agua.

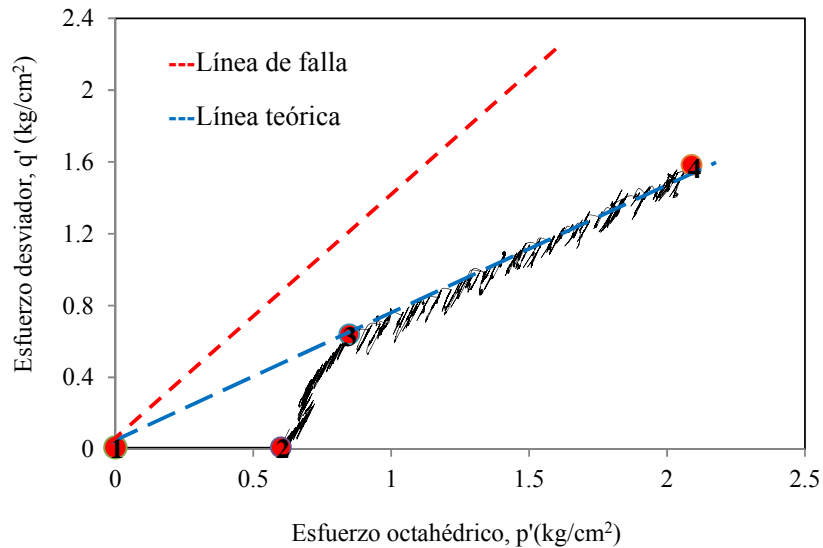


Figura 3.11 Consolidación anisótropa

Etapas de ensayo en columna resonante

Esta etapa se realiza en el equipo de columna resonante y se lleva a cabo al finalizar cada incremento de consolidación isotrópica hasta obtener la curva de compresibilidad.

En el ensayo de columna resonante ya sea de torsión o longitudinal se hace variar la frecuencia de la vibración forzada inducida en el espécimen, hasta obtener la condición de resonancia para el primer modo de vibración. La resonancia es la condición en que la amplitud de vibración de respuesta del espécimen de suelo es máxima.

Es recomendable determinar las frecuencias de resonancia en los primeros tres modos de vibración, para obtener una estimación más precisa de la velocidad de onda.

Esta etapa consiste en aplicar una fuerza de torsión en la cara superior de la probeta manteniendo empotrada la base de la misma, como se aprecia en la figura 3.12. Mediante un programa de computadora se controla la amplitud (A) necesaria para generar dicha fuerza de torsión. La descripción del equipo de columna resonante se encuentra en la sección 3.1.

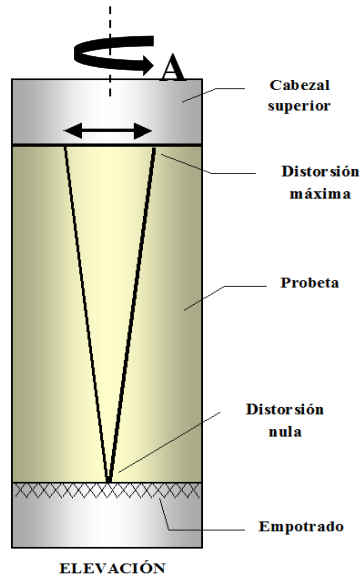


Figura 3.12 Esquema de probeta de suelo sujeta a torsión

En cada ensaye se definen 22 amplitudes que se aplican en orden ascendente en un intervalo de frecuencias, y se mide la respuesta del suelo para cada una de estas.

Para cada amplitud se obtiene una curva de frecuencia contra aceleración de respuesta, como se aprecia en la figura 3.13, a esta se le conoce como curva de respuesta o de aceleraciones totales bajo vibración forzada. Entre más rígido sea el suelo, menor será la aceleración de respuesta.

El intervalo de frecuencias definido parte de una frecuencia inicial, f_i , a partir de la cual se proporcionan incrementos constantes de frecuencia, Δf , y se registra la aceleración correspondiente, hasta llegar al valor de frecuencia final, f_f . A estos registros se les llama “barrido de frecuencias”.

El intervalo de frecuencias está en función del tipo de suelo, por lo que al inicio del ensaye se establece un amplio rango de frecuencia y se toma en cuenta para las amplitudes siguientes.

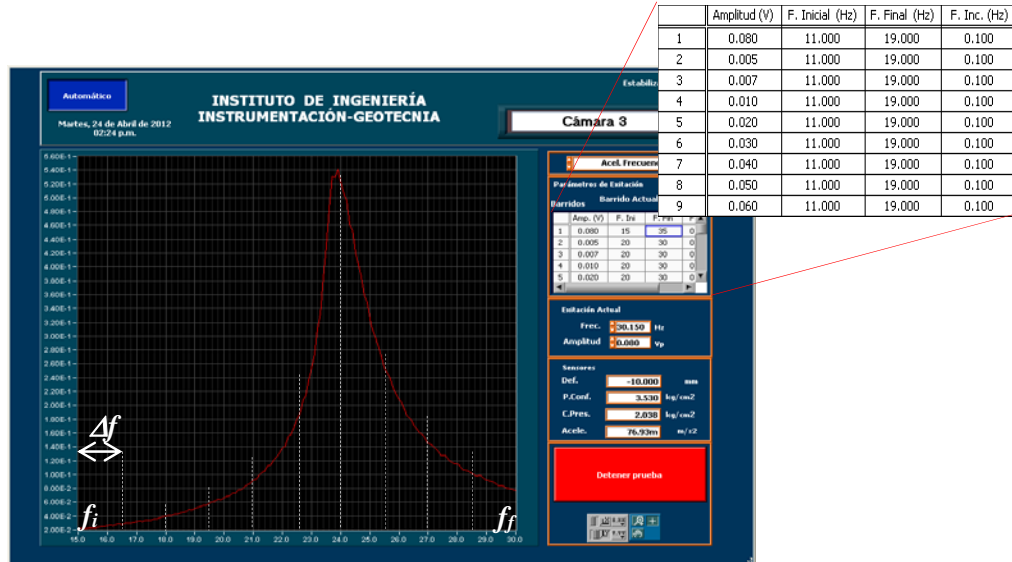


Figura 3.13 Curva frecuencia vs aceleración de respuesta en equipo de columna resonante

Terminados los barridos de frecuencia para todas las amplitudes se hace uso de un programa de computadora a través del cual se calcula de cada una de estas curvas los valores de a_{max} , f_o y las frecuencias f_1 y f_2 , correspondientes a la aceleración, $a_{max}/\sqrt{2}$. Con los valores de f_o , la longitud de la muestra, L , y el valor de β calculado a partir de los momentos polares de inercia de la muestra, I_m , y del sistema móvil, I_s , se determinan el módulo de rigidez al corte dinámico, G , el amortiguamiento, λ , y la distorsión angular, γ .

Etapa de Falla

Una vez que se definió la curva de compresibilidad se procede a la falla, en este caso se aplica un esfuerzo desviador mediante deformación controlada. La velocidad de carga aplicada a los especímenes de suelo fue de 0.1 mm/min. En la gráfica de la figura 3.14 se muestra, como ejemplo, la curva esfuerzo-deformación de una de las muestras ensayadas.

Durante la etapa de falla también se midió la presión de poro generada, en el caso de la cámara triaxial neumática fue posible medir la presión de poro tanto en la base del espécimen como en el centro, como ejemplo se muestra la figura 3.15.

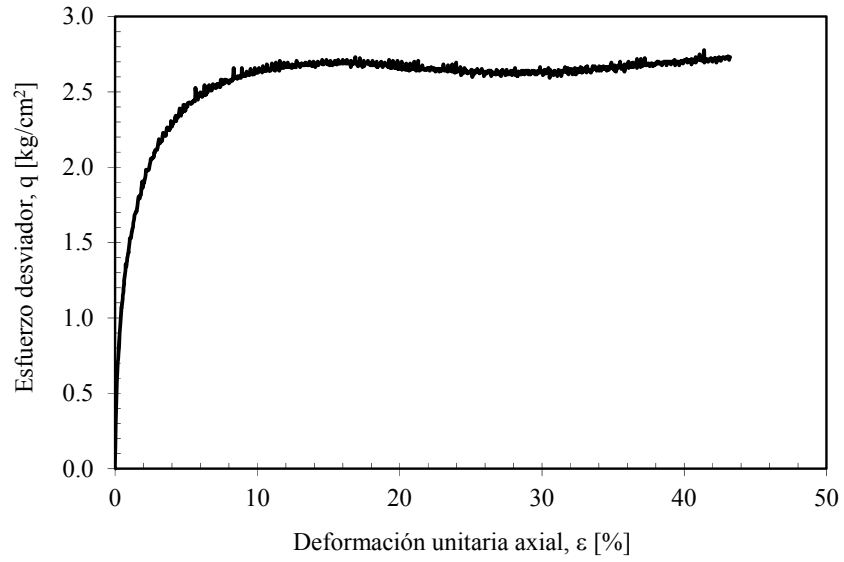


Figura 3.14 Curva esfuerzo desviador contra deformación unitaria

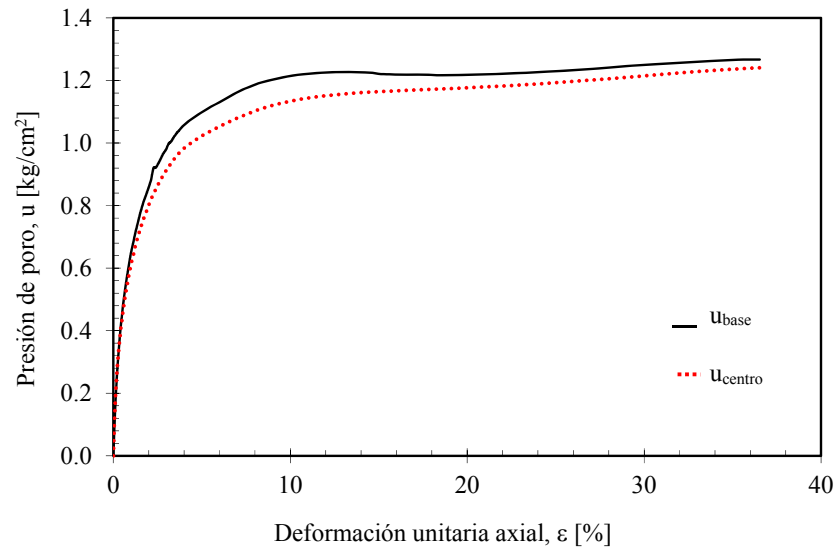
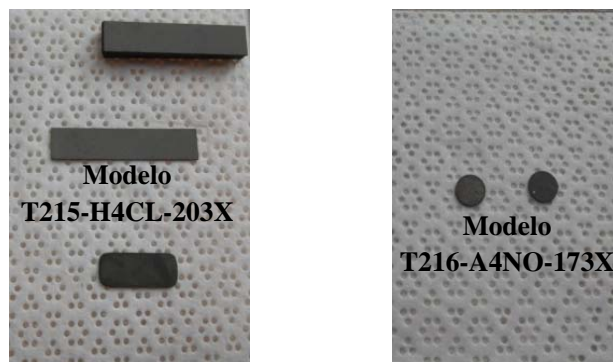


Figura 3.15 Curva de presión de poro en la base y centro contra deformación unitaria

3.3. Instrumentación de cámara triaxial con cristales piezoeléctricos

Como se mencionó anteriormente la cámaras triaxiales se instrumentaron con cristales piezoeléctricos para llevar a cabo la medición de velocidades de propagación de onda de compresión y cortante. En ambas cámaras se empleó el mismo tipo de cristales piezoeléctricos.

Los cristales piezoeléctricos utilizados en este estudio son fabricados por la compañía Piezo Systems, y el material del que están hechos es zirconato-titanato. En el caso del elemento de flexión (BE) el modelo es T215-H4CL-203X, se muestra en la figura 3.16 a), el elemento disco es modelo T216-A4NO-173X, se muestra en la figura 3.16 b). Las propiedades físicas y técnicas de estos cristales se presentan en el capítulo 2.2.



a) Elemento de flexión

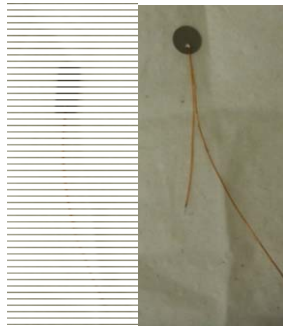
b) Elemento Disco

Figura 3.16 Cristales piezoeléctricos

Estos cristales piezoeléctricos no pueden ser colocados directamente en la cámara triaxial, requieren de un tratamiento para que puedan funcionar en condiciones de humedad, presión por las diferentes etapas del ensaye, variaciones de temperatura y corrosión por las diversas sustancias con las que están en contacto. De manera general podríamos decir que el tratamiento que se les da a los cristales piezoeléctricos consta de los siguientes pasos.

El tratamiento comienza con la conexión eléctrica que define la cara positiva (+) y negativa (-) del cristal piezoeléctrico, como se observa en la figura 3.17 a). Lo siguiente es “blindar” eléctricamente el cristal, para ello el cristal se recubre con un material dieléctrico dejando libre un punto de conexión a tierra (cara negativa), posteriormente se recubre con pintura conductiva de plata, como se muestra en la figura 3.17 b).

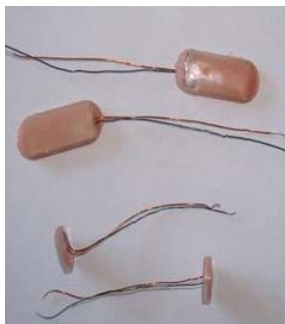
Lo siguiente es proteger el cristal piezoeléctrico contra agentes corrosivos y corto circuito, además de proporcionarle cierta rigidez, para ello se recubre con una resina ultravioleta, como se muestra en la figura 3.17 c). Una vez que se tiene encapsulado el cristal piezoeléctrico se realiza la conexión con el cable micro-coaxial, como se muestra en la figura 3.17 d).



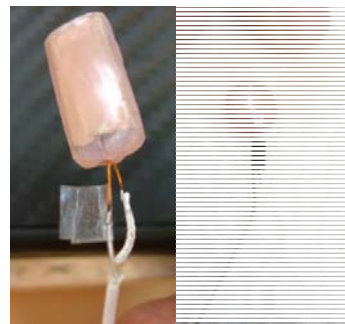
a) Conexión eléctrica



b) Aislamiento eléctrico



c) Encapsulamiento



d) Conexión coaxial

Figura 3.17 Tratamiento de cristales piezoeléctricos para instrumentar cámara triaxial

Una vez que se tiene la conexión micro-coaxial de los cristales estos se fijan en el cabezal y pedestal con un pegamento instantáneo, posteriormente se coloca una resina epóxica en la parte superior del cabezal y pedestal y se sella la salida del cable micro-coaxial, como se observa en la figura 3.18. Después se conecta el cable micro-coaxial a un cable coaxial de mayor calibre que será conectado al sistema de visualización y adquisición de datos.



Figura 3.18 Cabezal y pedestal de Nylamid instrumentados con cristales piezoeléctricos

3.4. Sistema de medición y adquisición de datos para cristales piezoeléctricos

Este sistema fue desarrollado por la Coordinación de Instrumentación en conjunto con la Coordinación de Geotecnia del Instituto de Ingeniería. Dicho sistema es capaz de generar, visualizar y almacenar señales obtenidas con los cristales piezoeléctricos. Una vez que se tienen los datos de los cristales, se analizan y se determina el tiempo de retardo para finalmente calcular las velocidades de onda de corte y de compresión.

Tradicionalmente, para la excitación de los cristales piezoeléctricos se utilizan ondas cuadradas, sin embargo, con esta técnica es difícil determinar el punto de arribo de la onda receptora lo cual repercute en el tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora y por lo tanto en la velocidad de onda calculada. En este trabajo se empleó la onda senoidal para excitar los cristales. La ventaja de usar este tipo de señales a diferencia de las cuadradas e incluso triangulares es la facilidad para determinar el punto de arribo. Para ello se usan amplificadores lineales con un gran ancho de banda.

El diagrama de funcionamiento del sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos se muestra en la figura 3.19. Dicho sistema está compuesto por una computadora que tiene un programa mediante el cual se controla la generación de señales, se reciben y almacenan (a), un osciloscopio (b), un generador de funciones (c) y los cristales piezoeléctricos (d).

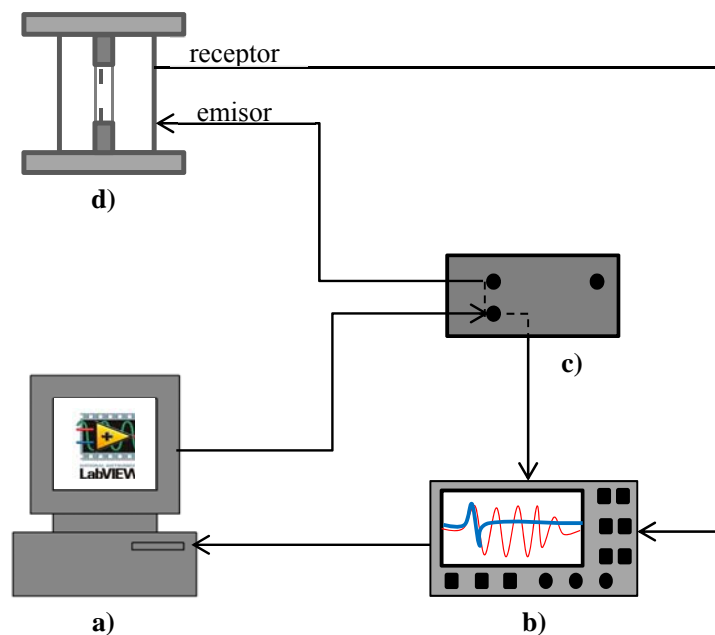


Figura 3.19 Diagrama de funcionamiento del sistema de adquisición de datos para cristales piezoeléctricos

A continuación se describe la función de cada uno de los componentes del diagrama mostrado en la figura 3.19, así como la manera en la que interactúan entre sí.

El proceso de generación, recepción y almacenamiento de señales inicia con la operación del programa controlado desde la computadora (a), como se aprecia en la figura 3.20. Dicho programa se llama Lab VIEW (Laboratory Virtual Instrumentation Engineering Workbench), el cual funciona con un lenguaje de programación visual gráfico (G) sobre una plataforma y entorno de desarrollo para diseñar sistemas. Este programa fue creado por National Instruments (1976) para funcionar en el sistema operativo de Macintosh, ahora está disponible además para las plataformas Windows, Unix y Linux. Los programas desarrollados con Lab VIEW se llaman Instrumentos Virtuales, y su origen provenía del control de instrumentos, aunque hoy en día se ha expandido ampliamente por lo que permite combinarse con todo tipo de software y hardware, tanto del propio fabricante como de otros fabricantes.

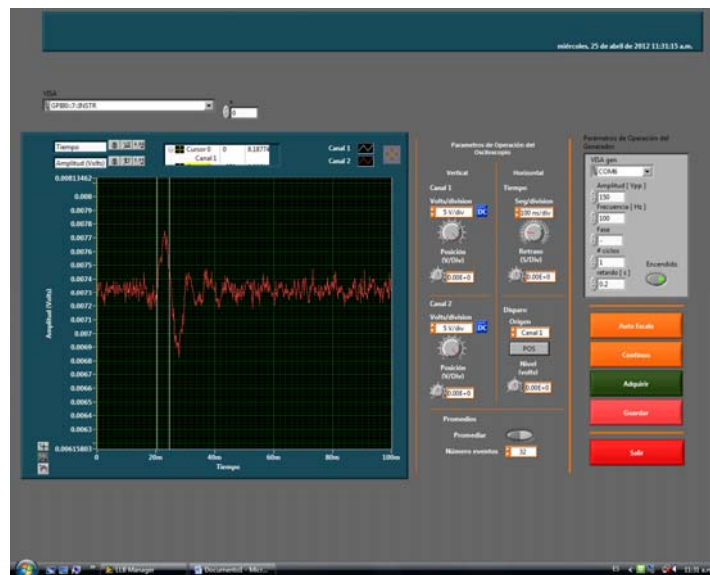


Figura 3.20 Programa en Lab VIEW para la generación y almacenamiento de datos provenientes de los cristales piezoeléctricos

Este programa se controla desde la computadora a través de un puerto serie. Desde la computadora se controlan los parámetros que definen la señal emisora, tales como: amplitud (A), frecuencia (f), la fase de la onda (+ o -), el número de ciclos (c), y el tiempo de retardo de las señales emitidas (t_0).

Las instrucciones son enviadas al generador de funciones (c), que se muestra en la figura 3.21, el cual amplifica la señal 10 veces mediante un amplificador de voltaje que puede generar hasta 200 Volts pico-pico (V_{pp}) y trabaja en un rango de frecuencias entre 75 Hz y 800 kHz.

Este generador de funciones emite un tren de ondas senoidales de uno a tres ciclos. Al igual que el generador de funciones, el amplificador se desarrolló en la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería.



Figura 3.21 Generador de funciones senoidales fabricado por la Coordinación de Instrumentación del Instituto de Ingeniería

Una vez que la señal es amplificada se envía tanto al cristal emisor para excitarlo (d), como al osciloscopio (b), el cual permite visualizar las señales en tiempo real y medir que los parámetros indicados por el programa sean correctos. El osciloscopio utilizado en esta investigación se muestra en la figura 3.22, es de la compañía Hewlett-Packard (HP) y el modelo es 54540a, cuenta con cuatro canales, de los cuales se utilizan dos, el número uno para la señal emisora y el canal dos para la señal receptora.

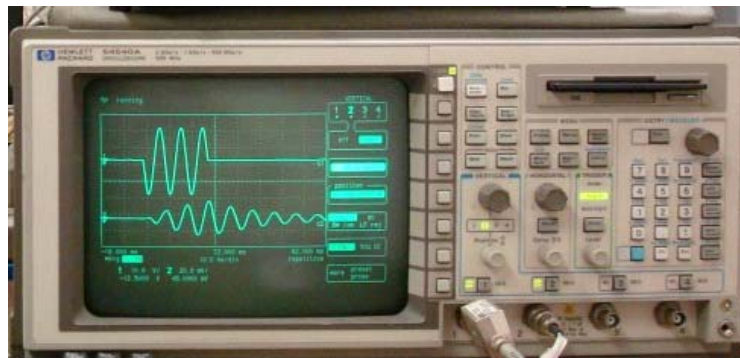


Figura 3.22 Osciloscopio HP modelo 54540a para la visualización de las señales

Cuando la señal eléctrica se envía al cristal piezoeléctrico emisor, este transforma la energía eléctrica (voltaje) en una onda mecánica la cual viaja a través de la muestra de suelo hasta el otro extremo donde la recibe el otro cristal piezoeléctrico (d), el cual en respuesta se flexiona y genera una señal de salida eléctrica (señal de arriba). Este impulso eléctrico es enviado al osciloscopio (b) para ser visualizado en tiempo real al igual que la señal emisora.

Es importante definir previamente cuál de los cristales será el receptor, esto se realiza con la ayuda del osciloscopio, de manera gráfica podemos medir con cuál de los cristales se registra una señal de arriba de mayor amplitud.

Una vez que se tienen las señales bien definidas en el osciloscopio estas son adquiridas por el programa de computadora mediante una tarjeta controlada por un puerto serie, esto nos permite visualizar de manera más precisa las señales adquiridas y almacenarlas para su posterior análisis con el programa Igor Pro 6.2. La cantidad de puntos guardados por cada señal es de 500 puntos, de tal manera que para el análisis de la señal emisora y su correspondiente señal receptora se tiene un total de 1000 puntos. En la Figura 3.23 se muestra el sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos.

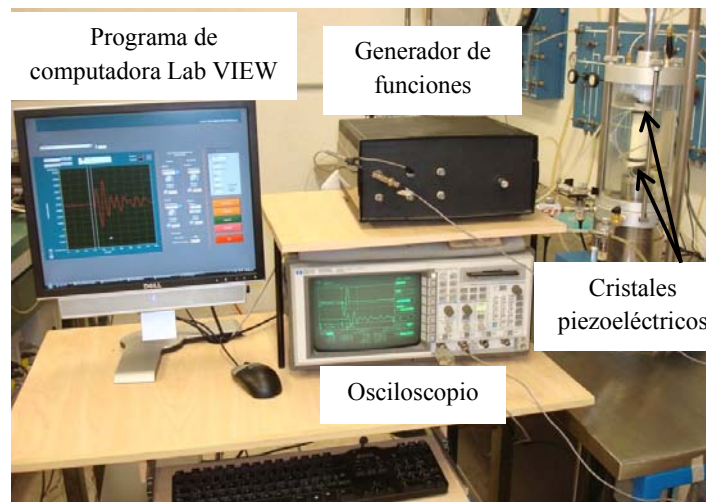


Figura 3.23 Sistema de medición y adquisición de datos para cristales piezoeléctricos

3.5. Cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición de cristales piezoeléctricos

Para calcular el tiempo real de retardo entre la señal emisora y la receptora (t_r) es necesario conocer antes el tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos (t_0). Este tiempo de retardo (t_0) se debe al uso de diversos dispositivos electrónicos, como la tarjeta de adquisición de datos, los cristales piezoeléctricos, la longitud de cable coaxial, etc. Además de los diferentes procesos de emisión, decodificación, recepción y almacenamiento de datos.

Este tiempo de retardo (t_0) se determina de manera experimental colocando uno de los transductores piezoeléctricos en contacto directo con su similar. Posteriormente, se hace uso del sistema de medición y adquisición de datos para emitir, recibir y almacenar las señales senoidales generadas para los rangos de frecuencias empleados en los ensayos.

Posteriormente, se analizan los registros de las señales para finalmente calcular el tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos mediante el uso del software Igor Pro versión 6.2.

En primer lugar se determina el tiempo de retardo para los elementos disco. Para esta tarea se fijan únicamente los elementos disco en el cabezal y pedestal y se hace uso del sistema de medición y adquisición de datos para obtener los registros pertinentes.

Lo siguiente es obtener el tiempo de retardo para los elementos de flexión (BE). Para realizar esta tarea se fijan definitivamente los elementos de flexión (BE) y se realiza el mismo procedimiento que para los elementos disco. Los resultados obtenidos tanto para los elementos de disco como para los elementos de flexión (BE) se muestran en el capítulo 4 de este trabajo.

En este caso se empleó un fragmento de poliuretano de baja densidad poroso (hule espuma) únicamente para sostener y alinear los elementos de flexión, como se muestra en la figura 3.24.

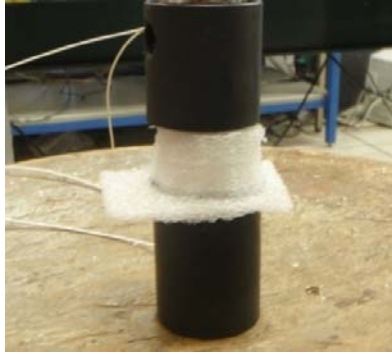


Figura 3.24 Cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición para cristales piezoeléctricos

Conocido el tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos (t_0) es posible conocer el tiempo de retardo real entre la señal emisora y la receptora (t_r). Para conocer dicho tiempo basta con realizar la diferencia del tiempo de retardo entre la señal emisora y la receptora (Δt) menos el tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos (t_0) para posteriormente con la distancia efectiva entre los transductores conocer las velocidades de onda de compresión y de corte.

3.6. Determinación del tiempo de retardo real de cristales piezoeléctricos

Con el registro de las señales emisora y receptora adquiridas con el programa de computadora y mediante el uso del software Igor Pro versión 6.2 es posible determinar el tiempo de retardo (Δt). A este tiempo de retardo se le hace una corrección ya que existe un tiempo de retardo propio del sistema de medición de los cristales (t_0), el cual se presentó en el apartado 3.5.

IGOR Pro es un software de análisis de datos, con un entorno numérico y un lenguaje de programación que se ejecuta en los sistemas operativos Windows y Macintosh. Fue desarrollado por la compañía Wave Metrics, originalmente fue creado para el análisis de series de tiempo, hoy en día tiene diversas aplicaciones.

Cuando los registros de las señales se introducen en el programa IGOR Pro 6.2 es posible visualizar los quinientos puntos de cada señal, lo cual permite determinar con relativa facilidad el inicio de la onda emisora, y el punto de arribo de la onda receptora con mayor precisión, como se aprecia en la figura 3.25. Ubicados en el tiempo los puntos de inicio de ambas señales es posible calcular el tiempo de retardo (Δt) mediante una diferencia entre la señal receptora y la señal emisora.

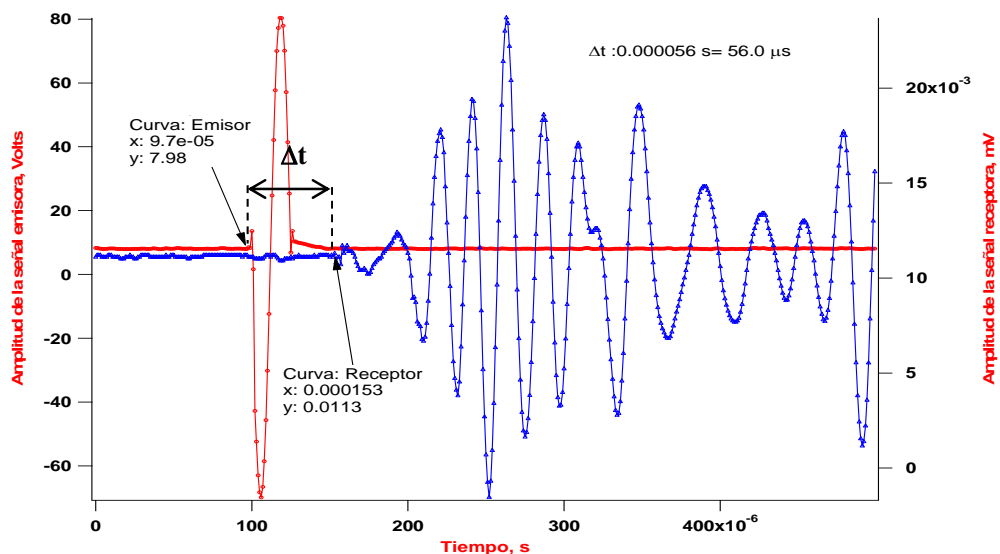


Figura 3.25 Determinación del tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora de elementos disco con el programa IGOR Pro 6. 2 (WaveMetrics Inc.)

Con el tiempo de retardo (Δt) y el tiempo de retardo del sistema de medición (t_0) es posible conocer el tiempo real de propagación de la onda (t_r), como se aprecia en la expresión 3.11.

$$t_r = \Delta t - t_0 \dots \dots \dots 3.11$$

Una vez calculado el tiempo real de retardo (t_r) entre la señal emisora y receptora y conocida la longitud efectiva entre los cristales piezoeléctricos es posible conocer la velocidad de propagación de la onda en cuestión. En el caso de los elementos de flexión (BE) se trata de la velocidad de la onda de corte y en el caso de los discos se trata de la velocidad de onda de compresión.

3.7 Determinación de velocidades de onda con cristales piezoeléctricos

Para determinar la velocidad de onda de compresión y de corte partimos del concepto básico de velocidad, el cual implica una distancia de recorrido y el tiempo en que se recorre dicha distancia. En este caso se trata de la distancia efectiva entre el cristal emisor y el cristal receptor (d_{efec}) y el tiempo real en que se recorre la misma (t_r).

La distancia de recorrido se determina fácilmente y consiste en medir la distancia entre el transmisor y el receptor (Viggiani & Atkinson, 1995b). En el caso de los elementos de flexión (BE), una vez conocida la altura de la probeta de suelo se le restan las longitudes introducidas en el suelo de ambos elementos de flexión (BE). Los elementos de flexión se introducen dentro de la muestra de suelo el 50% de la altura del elemento de flexión, siendo ésta de 7 mm hasta 10 mm, aproximadamente. En el caso de los elementos disco la distancia de recorrido coincide con la altura de la probeta.

La medición del tiempo real de recorrido (t_r) es más complicada de determinar ya que existen varios criterios para determinar el arribo de la señal receptora. El método más utilizado para determinar el arribo de la onda de propagación es a la primera deflexión de la señal receptora mediante una inspección visual. Sin embargo, debido a los efectos de campo cercano (near field effects) y las reflexiones de onda debido a las fronteras de la muestra de suelo, esta forma de apreciación resulta errónea al interpretar el tiempo de arribo y por lo tanto en una velocidad de propagación incorrecta.

Para evaluar el tiempo de propagación de ondas, medidas con los cristales piezoeléctricos se consideró la primera deflexión de la señal receptora. Una vez determinado el tiempo (t_r) y conociendo la distancia efectiva (d_{efec}) entre los cristales piezoeléctricos, se determina la velocidad de onda que se propaga en el suelo.

$$V_{p,s} = \frac{d_{efec}}{t_r} \dots\dots\dots 3.12$$

donde:

- d_{efec} distancia efectiva entre los cristales piezoeléctricos
- $t_r = \Delta t - t_0$ tiempo real de retardo entre la señal emisora y receptora
- Δt tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora
- t_0 tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos

En el caso de la velocidad de onda de compresión (V_p) la distancia efectiva (d_{efec}) es la que existe entre los elementos disco, es decir, la altura de la probeta de suelo, y el tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora (Δt), y el tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos (t_0) es el medido con los elementos disco.

En el caso de la velocidad de onda de corte (V_s) la distancia efectiva (d_{efec}) es la que existe entre los elementos de flexión (BE), es decir, la altura de la probeta menos la longitud de los elementos de flexión que se introducen en el suelo. Tanto el tiempo de retardo entre la señal emisora y receptora (Δt), como el tiempo de retardo del sistema de medición y adquisición de datos para los cristales piezoeléctricos (t_0) es el medido con los elementos de flexión (BE).

Conocida la velocidad de onda de corte y empleando la teoría de propagación de ondas es posible conocer el módulo de rigidez al corte, como se muestra en la expresión 3.13.

$$G_{m\acute{a}x} = \rho V_s^2 \dots\dots\dots 3.13$$

donde V_s es la velocidad de onda de corte y ρ es la densidad del suelo.

La importancia de los efectos de campo cercano en los ensayos realizados en especímenes de suelo con los elementos de flexión han sido discutidos ampliamente por Brignoli et. al. (1996), Viggiani y Atkinson (1995b), Jovicic et. al. (1996), Arroyo et. al. (2003) y Lee y Santamarina (2005). Sánchez-Salinero et. al. (1986) evidenciaron en su investigación los efectos de campo cercano en el arribo de la primera onda de cortante y propusieron el siguiente límite para la interpretación de las señales con los elementos bender:

$$2 < \frac{d}{\lambda} < 4 \dots\dots\dots 3.14$$

donde: d es la distancia entre los elementos bender y λ es la longitud de onda que se propagan. La longitud de onda queda definida como en la ecuación 3.15.

$$\lambda = V/f \dots\dots\dots 3.15$$

donde:

- V es la velocidad de propagación de onda de compresión o de corte
- f es la frecuencia de excitación

El límite inferior toma en cuenta los efectos de campo cercano, mientras que el límite superior minimiza la atenuación de la señal.

Varios autores han sugerido diferentes enfoques para la interpretación del tiempo de arribo basado en el dominio del tiempo y de la frecuencia (por ejemplo Viggiani y 1995b Atkinson; Blewett et. al., 1999). Lee y Santamarina (2005) recomiendan la correlación cruzada para el primero y segundo tiempo de arribo de las ondas. La correlación cruzada también fue sugerida por Viggiani y Atkinson (1995b) y Mohsin et. al. (2004).

En México se realizó una investigación en dinámica de suelos, (Proyecto UNAM-UNESCO, 1976), donde se dio comienzo con la técnica de pulso como una alternativa en la medición de la velocidad de ondas a través de los suelos (Faccioli et. al., 1976). Sin embargo, debido a problemas relacionados con la dificultad de mantener los cristales piezoeléctricos aislados del agua contenida en el espécimen de suelo, sólo presentan el equipo para efectuar pruebas preliminares y ajustar el aparato a las necesidades futuras lo que implica modificaciones para un diseño definitivo de la cámara.

CAPÍTULO 4

MATERIALES EMPLEADOS

En este capítulo se presentan y discuten los resultados experimentales que se obtuvieron en el laboratorio al ensayar especímenes de suelo extraídos de tres sitios del Golfo de México, referidos como: S-14, S-15 y S-17.

Para iniciar se muestran las características del suelo de estudio, tales como su origen geológico, características físicas y químicas, además de su caracterización geotécnica según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

También se presenta el cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición de los cristales piezoeléctricos y a partir de este las velocidades de onda de compresión y de corte en las etapas de saturación y consolidación. A partir de las velocidades de onda obtenidas se analiza y discute lo siguiente:

En la etapa de saturación:

- variación de V_p y V_s con el parámetro B de Skempton
- variación de la relación de Poisson, ν , con el parámetro B de Skempton

En la etapa de consolidación:

- variación de V_p y V_s con el esfuerzo efectivo
- influencia del esfuerzo efectivo de consolidación isótropa y anisótropa en los valores de V_p y V_s .

4.1 Características del suelo de estudio

El suelo de estudio proviene de un lugar localizado en el Golfo de México al oeste de la Península de Yucatán. Sobre este suelo se encuentran tirantes de agua que van desde los 700 m hasta los 1,500 m.

A continuación se presenta una descripción general del área de estudio y posteriormente una descripción más local y específica de la estructura del suelo de estudio.

Ambiente Regional. El sitio de estudio se extiende sobre la plataforma continental externa y el talud continental superior en el margen sur del Golfo de México. El margen continental es una plataforma relativamente amplia con un talud sutil que se extiende hacia aguas profundas.

La capa superior del suelo está compuesta por una mezcla de siliciclásticos y carbonatos. Este suelo se originó por procesos geológicos regionales como la depositación normal de sedimentos, fallamiento de talud, procesos de transporte de masa asociados y procesos oceanográficos. Además de procesos geológicos secundarios como periodos aislados de vulcanismo y temblores.

El suelo del fondo marino y del talud continental está compuesto por arcillas calcáreas de consistencia muy blanda a dura. El suelo se encuentra estratificado, con flujo de escombros que yace sobre depósitos de transporte de masa. En la plataforma continental el suelo del fondo marino es una arcilla muy blanda, mientras que en el área de socavamiento de arrecifes los suelos son preconsolidados, éstos en su mayoría son arenas calcáreas, con materiales esqueléticos de carbonatos y agregados cementados de suelos.

De manera más puntual el suelo de esta región se puede dividir en tres unidades en base a su edad y rasgos geológicos:

Unidad de Suelos 1 Inferior: Estos suelos de edad del Pleistoceno en su mayoría fueron depositados inicialmente en gran parte por el ambiente.

Unidad de Suelos 1 Superior: Estos suelos de edad del Pleistoceno Tardío al Holoceno tienen dos historias depositacionales distintas. Por lo menos uno y probablemente varios eventos de fallamiento de talud a escala regional ocurrieron dentro de la ruta de transporte de fallamiento de talud hace unos 6,620 a 4,000 años, lo cual afectó en general la mitad sureste del sitio de estudio.

Unidad de Suelos 2: En esta unidad durante la depositación el fallamiento de talud fue menos común y de menor magnitud que el ocurrido en la depositación de la Unidad de Suelos 3. Los fallamientos de talud ocurrieron de forma intermitente, conforme los sedimentos fueron depositados por asentamiento marino normal se presentaron capas de depósitos de fallamiento de talud, resultando así un suelo estratificado.

Unidad de Suelos 3: Esta unidad se caracteriza porque durante el proceso de depositación ocurrieron varios fallamientos de talud, algunos de estos fueron a gran escala y abarcaron grandes porciones del talud continental.

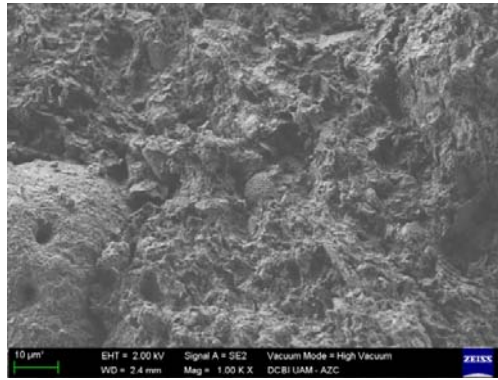
En el área de estudio han ocurrido recientemente fallamientos de talud, de pequeña escala y localizados. Indicaciones de posible gas somero aparecen aproximadamente a 7 m de profundidad, en promedio.

Para tener una idea precisa de la composición del suelo se tomaron fotografías con microscopio electrónico de muestras comprendidas entre los 15 y 60 metros de profundidad a partir del lecho marino.

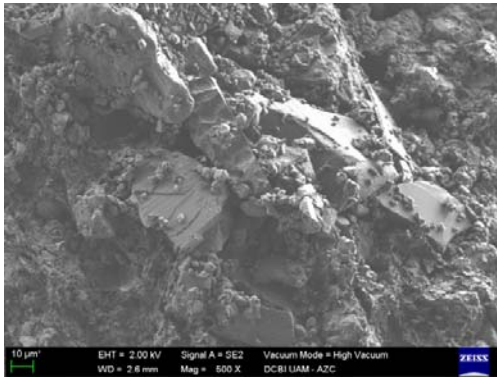
Al revisar la totalidad de las fotografías tomadas podemos decir que el suelo de estudio está formado principalmente por: una matriz arcillo-limosa (montmorilonita), como se muestra en la figura 4.1 a), cristales de cuarzo, ceniza volcánica, como se aprecia en la (figura 4.1 b), microfósiles como las diatomeas y ostrácodos principalmente. Además se observan microorganismos marinos de diversos tipos como se muestra en la figura 4.1 c).

Análisis previos realizados a la muestras de estudio de difracción de rayos X indican que el total de los componentes de la arcilla representan alrededor del 60 por ciento de finos y la montmorilonita es el principal constituyente de la arcilla.

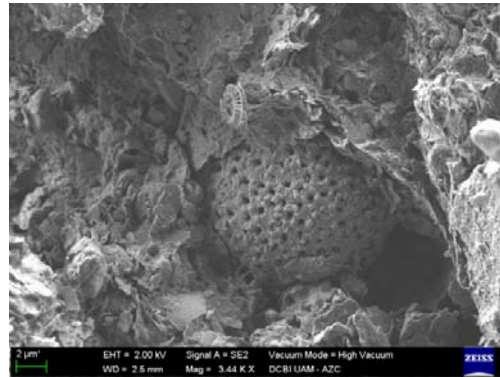
En general las arcillas del sitio pueden considerarse como una sola unidad estratigráfica, producto de la erosión por fallamientos de talud y formación de surcos por transportación de suelos.



a) matriz arcillo-limosa



b) cristales de cuarzo y matriz arcillosa



c) microorganismo marino y diatomeas

Figura 4.1 Fotografías con microscopio electrónico del suelo de estudio

La parte superior de este suelo proviene de depósitos holoecénicos de arcillas normalmente consolidadas a ligeramente preconsolidadas. Estos suelos son calcáreos, presentan materia orgánica y pueden presentar inclusiones de hidrocarburos en forma gaseosa.

Los suelos de la zona más profunda consisten de sucesiones de arena, limo y arcilla, con áreas de suelos preconsolidados o cementados probablemente relacionados con arrecifes u otras acumulaciones de suelo firme.

Los calificativos “calcáreo” o “carbonatado” se usan para distinguir aquellos sedimentos que son predominantemente silicos de aquellos que son predominantemente de origen carbonatado. La diferencia entre calcáreo y carbonatado se basa en el porcentaje en peso de material soluble en ácido clorhídrico.

Un material que tiene del 10 al 50 por ciento en peso de material soluble en ácido clorhídrico es considerado un material calcáreo. Un material que tiene un porcentaje en

peso de material soluble mayor al 50 por ciento es considerado como un material carbonatado. Los suelos son clasificados como carbonatado sílico y carbonatado cuando el contenido de carbonatos está entre el 50 y 90 por ciento y cuando es mayor al 90 por ciento, respectivamente (Clark y Walker, 1977).

Las arcillas de este estudio tienen bajo contenido de carbonato de calcio, en un rango de 11 a 23 por ciento. El contenido de sal es similar al agua típica de mar, en un rango de aproximadamente 25 a 35 partes por millar. Estos niveles de carbonatos y contenido de sal no son lo suficiente altos como para influir en las propiedades de ingeniería del suelo.

4.2 Pruebas índice

Para este trabajo de investigación se tomaron radiografías de rayos X a todas las muestras en tres planos: 0° , 120° y 240° , como se muestra en la figura 4.2. Esto se realizó para observar alteraciones en la muestra de suelo y en base a ello definir los horizontes para realizar las pruebas mecánicas.



Figura 4.2 Radiografía de rayos X de una muestra de suelo contenida en tubo de pared delgada en tres planos a 0° , 120° y 240° .

Una vez seleccionado el tramo para realizar las pruebas de laboratorio, éste se extrae y se realizan las pruebas índice como lo son clasificación visual y al tacto, contenido de agua (w), la relación de vacíos (e), los límites de Atterberg, líquido y plástico (w_L y w_P), índice de plasticidad (PI), densidad de sólidos (G_s), peso volumétrico (γ).

Las propiedades índice permiten clasificar al suelo y dan una idea aproximada de sus propiedades mecánicas, especialmente en suelos finos, donde el contenido de agua y los límites de plasticidad constituyen un buen índice de la consistencia del suelo.

Finalmente se presenta la clasificación del suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

A continuación se presentan las pruebas índice realizadas y los resultados obtenidos de manera general para las muestras ensayadas.

Clasificación visual y al tacto

En el laboratorio del Instituto de Ingeniería de la UNAM se clasificaron visualmente y al tacto cada una de las muestras, como se observa en la figura 4.3 a), en estado húmedo y en estado seco (después de salir del horno), de acuerdo a la norma ASTM D2488.

Las muestras fueron clasificadas como suelo de grano fino de color gris a gris-verde, con las siguientes propiedades cualitativas:

- Consistencia muy blanda a firme
- Resistencia en seco de alta a muy alta
- Tenacidad alta
- Dilatancia lenta a nula
- Plasticidad media a alta
- Apariencia húmeda a saturada

Adicionalmente se observó una reacción fuerte con ácido clorhídrico (HCl) diluido al 10 %, lo que indica presencia de carbonatos dado el origen del suelo. Por todo lo anterior se clasificó al suelo como *arcilla de alta plasticidad*.

Contenido de agua

El contenido de agua de un suelo se define como el peso del agua que contiene entre la fracción sólida del suelo, expresado en por ciento. Se sabe que el comportamiento de un suelo está fuertemente influenciado por el agua contenida en su estructura, de aquí que sea muy importante determinarlo; además, junto con la plasticidad constituyen un buen índice de la consistencia del suelo.

El contenido de agua se obtuvo con dos testigos inmediatamente después de extraer la muestra de suelo del tubo metálico de pared delgada de acuerdo a la norma ASTM

D2216, como se observa en la figura 4.3 b). El contenido de agua está entre 43 y 70 %, para las muestras ensayadas.

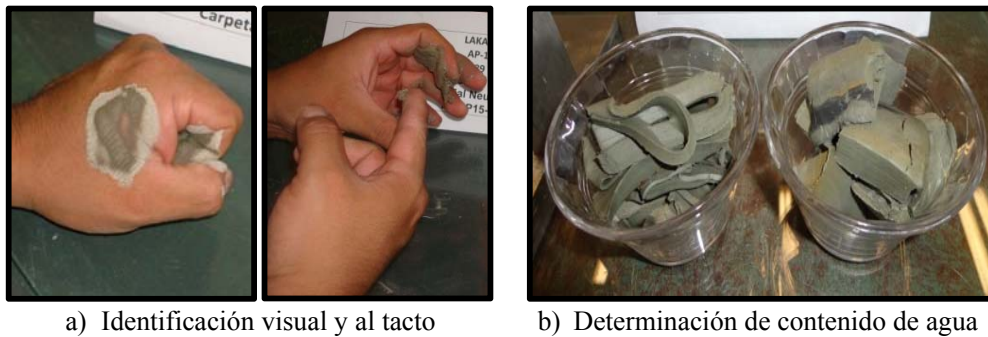


Figura 4.3 Identificación y contenido de agua del suelo de estudio

Límites de Atterberg

La propiedad más característica de los suelos cohesivos en particular de los suelos arcillosos es su plasticidad. A medida que se incrementa el contenido de agua, el efecto de atracción entre las partículas disminuye, reduciéndose así la cohesión, debido a que el agua forma una película alrededor de los granos del suelo lo que facilita su desplazamiento. Los suelos finos pueden mostrar varios estados dependiendo de la cantidad de agua en su estructura.

Cuando el contenido de agua del suelo es muy alto, se tiene una suspensión muy concentrada sin resistencia al esfuerzo cortante, al perder agua, va aumentando la resistencia, hasta alcanzar un estado plástico en el que el material es moldeable. Si el secado continúa, el suelo llegaría a adquirir las características de un sólido que puede resistir esfuerzos de tensión y compresión considerablemente altos.

Para obtener la plasticidad del suelo se determinaron los límites de Atterberg (límite líquido, w_L , y plástico, w_P) de acuerdo con la norma ASTM D4318, como se observa en la figura 4.4. También se determinó el índice de plasticidad definido como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.



Figura 4.4 Determinación de límites de consistencia

Los suelos ensayados tuvieron un w_L entre 66 y 83 %, un w_P entre 21 y 35 % y un PI entre 38 y 54 %. Dichos resultados se muestran de manera gráfica en la figura 4.5.

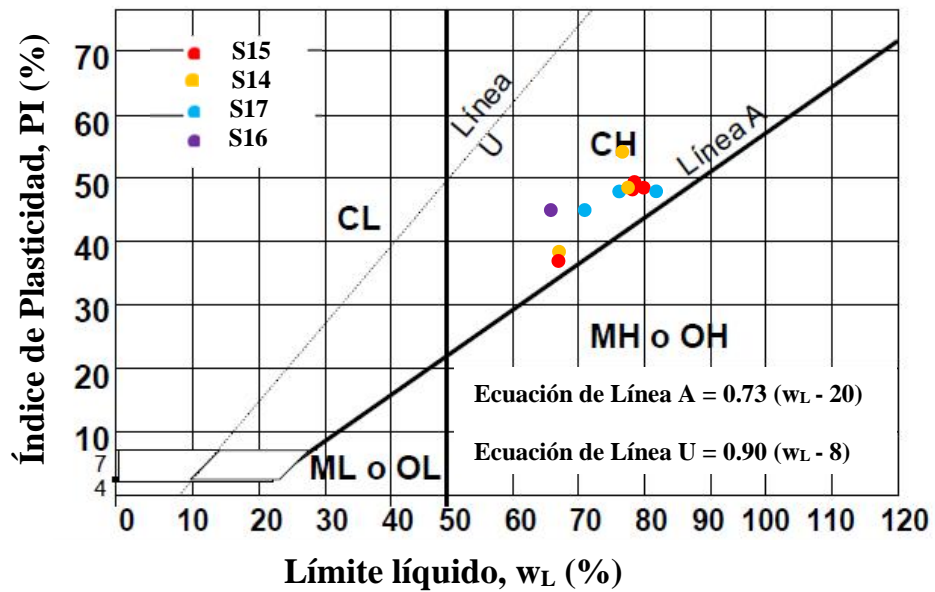


Figura 4.5 Carta de plasticidad con resultados del suelo de estudio

Densidad de sólidos

La densidad de sólidos de un suelo se define como el peso de los sólidos entre el peso del volumen de agua que éstos desalojan, sirve para fines de clasificación, e interviene

en el cálculo de las siguientes relaciones volumétricas: relación de vacíos (e), porosidad (n), grado de saturación (S_r), etc. Este valor es altamente afectado por los minerales del suelo.

Para las muestras de suelo seleccionadas se determinó la densidad de la fase sólida del suelo (G_s) de acuerdo a la norma ASTM D854, como se observa en la figura 4.6. Los valores que se obtuvieron están entre 2.74 y 2.81.

Peso volumétrico

El peso volumétrico del suelo (γ) es la relación del peso del suelo entre su volumen. En el laboratorio se labran probetas de forma cilíndrica circular para todos los ensayos por lo que es fácil obtener su volumen y peso. Se determinó el peso específico de las muestras de suelo de acuerdo a la norma ASTM D 4254. Los valores obtenidos estuvieron entre 1.63 y 1.80.



Figura 4.6 Obtención de la densidad relativa de sólidos

Relación de vacíos

Se denomina relación de vacíos (e) a la relación entre el volumen de los vacíos y el volumen de los sólidos de un suelo. La relación de vacíos es una propiedad que depende directamente de la densidad de sólidos, por lo que se debe tener extremo cuidado al determinarla en el laboratorio. Las relaciones de vacíos varían desde 1.2 hasta 1.9.

Clasificación según SUCS

Al tener todos los resultados de las pruebas índice, se procedió a clasificar el suelo según la norma ASTM D2487. Los resultados obtenidos para las muestras de suelo indican que se trata de *arcilla de alta plasticidad, CH*.

Se realizaron pruebas índice a once muestras de cuatro sondeos a distintas profundidades. Los resultados de estos ensayos se resumen en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Tabla resumen de propiedades índice

Sondeo	Muestra No.	Profundidad m	SUCS	w %	w _L %	w _P %	PI %	γ kN/m ³	G _s	e
S-15	51	17.32	CH	69.67	78.09	28.74	49.35	1.59	2.77	1.95
	71	25.51	CH	61.93	80.04	31.18	48.86	1.63	2.76	1.74
	89	37.16	CH	43.45	67.13	29.51	37.63	1.76	2.76	1.25
	109	57.91	CH	43.53	77.91	29.56	48.35	1.79	2.76	1.21
S-17	50	16.34	CH	63.26	82.67	34.97	47.70	1.64	2.81	1.80
	65	22.50	CH	60.60	71.93	26.85	45.08	1.65	2.77	1.69
	91	37.15	CH	55.68	76.88	28.43	48.46	1.69	2.77	1.69
S-14	70	25.25	CH	52.06	77.91	29.56	48.35	1.71	2.78	1.48
	88	37.75	CH	48.71	68.44	29.76	38.68	1.75	2.74	1.34
	93	40.20	CH	46.07	76.36	22.69	53.67	1.78	2.76	1.26
S-16	75	25.51	CH	50.62	66.73	21.39	45.34	1.75	2.79	1.40

4.3 Cálculo del tiempo de retardo del equipo de medición de cristales piezoeléctricos

Este tiempo de retardo del equipo de medición de cristales piezoeléctricos se debe al uso de diversos dispositivos electrónicos, como la tarjeta de adquisición de datos, los cristales piezoeléctricos, la longitud de cable coaxial, etc. Además de los diferentes procesos de emisión, decodificación, recepción y almacenamiento de datos.

Determinar este tiempo es necesario para conocer el tiempo real de retardo entre la señal emisora y receptora una vez que se encuentra el espécimen de suelo montado.

Para calcular este tiempo de retardo se empleó el programa Igor Pro versión 6.2, y el criterio para determinar el arribo de la señal receptora fue la primera deflexión. Este tiempo se determinó para un rango de frecuencias entre 1 a 15 kHz. El amplio rango se debe a la diferencia que existe entre la frecuencia que se emplea para excitar a los elementos disco (10 kHz, 40 kHz y 70 kHz) y a los elementos de flexión (1000 Hz, 2000 Hz, y 3000 Hz).

Para los elementos de flexión (BE), según los resultados experimentales se obtiene un tiempo de retardo en promedio de 4 μ s, como se observa en la Figura 4.7. Mientras que para los elementos de compresión (DP) el tiempo de retardo promedio fue de 7 μ s (Figura 4.8).

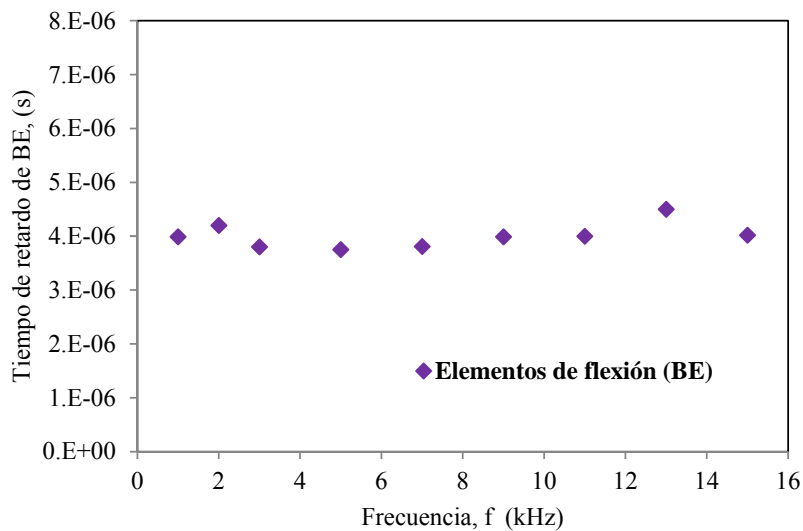


Figura 4.7 Tiempo de retardo de elementos de flexión a diferentes frecuencias

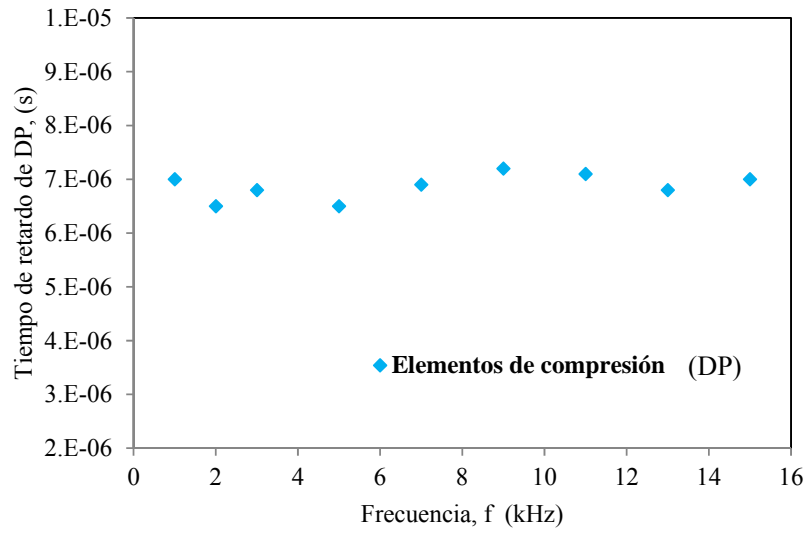


Figura 4.8 Tiempo de retardo de elementos de compresión a diferentes frecuencias

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES

En este capítulo se muestran los resultados obtenidos con los cristales piezoeléctricos y las relaciones que las velocidades de onda guardan con los parámetros de estudio como el parámetro B de Skempton, la relación de Piosson, ν y el esfuerzo efectivo de consolidación.

Para determinar las velocidades de onda de corte y de compresión se empleó una onda de excitación senoidal. Para calcular la velocidad de onda se analizaron las señales obtenidas con los cristales piezoeléctricos mediante el programa Igor Pro 6.02 (Wave Metrics Inc.) para determinar el tiempo de arribo (Δt). Con el tiempo de retardo real (t_r) y las distancias efectivas entre los cristales es posible determinar la velocidad de propagación de ondas.

Con las mediciones realizadas con los cristales piezoeléctricos se calcularon las velocidades de propagación de ondas en diferentes etapas del ensaye. En la etapa de saturación, dichas mediciones se correlacionan con la B de Skempton y la relación de Poisson. Posteriormente, se observa el comportamiento de la propagación de ondas al variar el esfuerzo efectivo durante la etapa de consolidación isótropa y anisótropa.

Los resultados obtenidos se representan gráficamente mediante curvas que relacionan las velocidades de onda V_p y V_s contra la B de Skempton y con la relación de Poisson, así como las velocidades de onda V_p y V_s para cada incremento de esfuerzo efectivo.

Para la etapa de consolidación se muestran las leyes de potencia para las velocidades de onda de compresión y de corte.

Los resultados obtenidos con los equipos de columna resonante y cámara triaxial se presentan en un gráfico del módulo de rigidez normalizado contra deformación angular ($G/G_{\max-\gamma}$).

5.1 Relación del parámetro B de Skempton con las velocidades de onda y la relación de Poisson

Al medir las velocidades de compresión de un espécimen de suelo durante la etapa de saturación se determina indirectamente si la probeta se encuentra saturada. Esto se verifica cuando las V_p se aproximan a 1530 m/s, que es la velocidad a la que viajan las ondas de compresión a través del agua. Esto quiere decir que cuando el espécimen de suelo se encuentra saturado, las V_p viajan principalmente a través de la fase líquida del suelo.

Sondeo S15

En esta sección se muestran los resultados experimentales de los ensayos realizados en especímenes de suelo durante la etapa de saturación. En este apartado se muestran los datos experimentales que se obtuvieron al ensayar cuatro especímenes del sondeo 15 (S15), estas muestras son M51, M71, M89 y M109, cuyos resultados experimentales y propiedades índice se presentan en la tabla 5.1.

Tabla 5.1. Resultados experimentales del S15

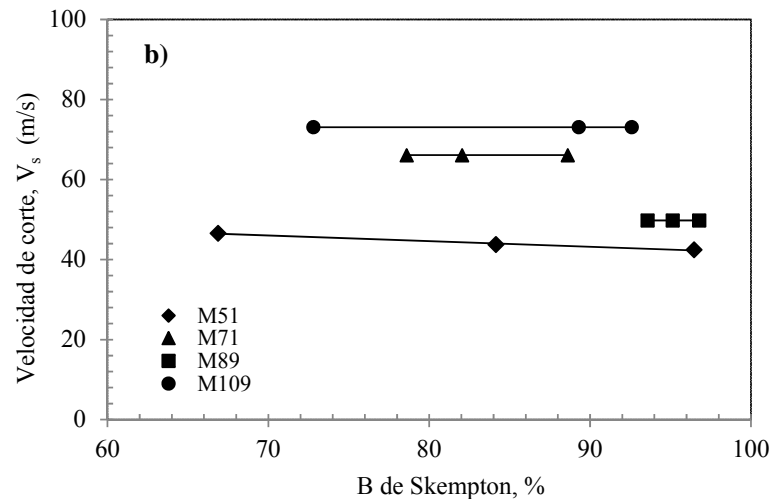
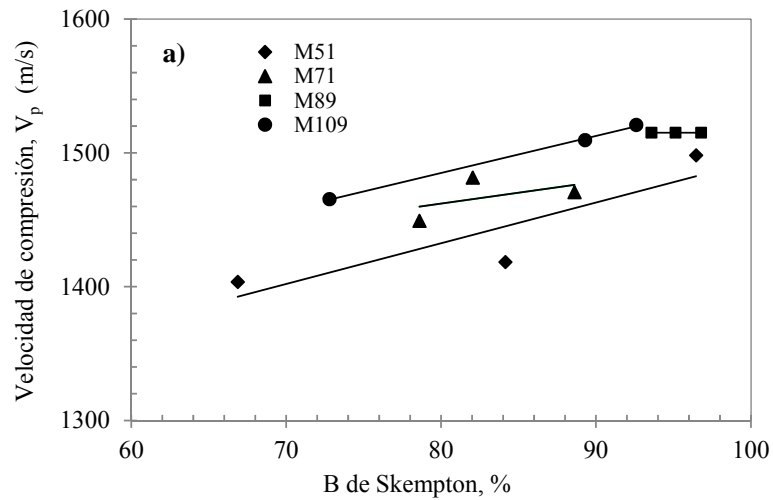
Sondeo	Muestra <i>No.</i>	Profundidad <i>m</i>	w %	w _L %	w _P %	PI %	B	V _p m/s	V _s m/s	v
S-15	51	17.32	69.67	78.09	28.74	49.35	0.96	1498.12	42.48	0.4996
	71	25.51	61.93	80.04	31.18	48.86	0.89	1470.59	66.10	0.4988
	89	37.16	43.45	67.13	29.51	37.63	0.97	1515.15	49.80	0.4995
	109	57.91	43.53	77.91	29.56	48.35	0.93	1520.83	73.08	0.4988

Las Figuras 5.1 a) y 5.1 b) muestran las V_p y V_s , respectivamente, al variar la B de Skempton.

Los valores de B medidos varían en un rango de 0.89 a 0.97. En la Figura 5.1 a), se observa que para el espécimen de suelo recuperado a una profundidad de 17.32 m, las V_p medidas varían de 1403 a 1498 m/s. Para el espécimen recuperado a la profundidad de 25.51 m, las V_p medidas varían de 1449 a 1470 m/s. Para el espécimen recuperado a la profundidad de 37.16 m, las V_p medidas son de 1515 m/s. Finalmente, para el espécimen de mayor profundidad, 57.91 m, las V_p varían de 1465 a 1520 m/s.

En el caso del espécimen extraído a la profundidad de 37.16 m observamos que la variación en la medición de B de Skempton es muy poca, inicia con 0.93 y termina con 0.96 y la medición de V_p permanece constante.

En la Figura 5.1 b) observamos que las velocidades de onda de corte permanecen prácticamente constantes en los cuatro especímenes de suelo. En la Figura 5.1 c) vemos que para tres de los especímenes de este sondeo, M51, M71 y M109 se aprecia un ligero incremento en el valor de la relación de Poisson conforme aumenta la B de Skempton, mientras que en el caso de la muestra M89 la relación de Poisson permanece constante.



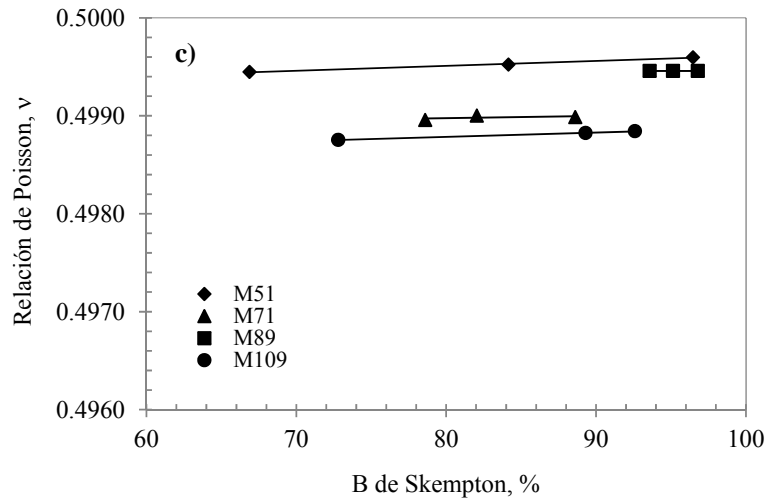


Figura 5.1 V_p, V_s y v al variar B de Skempton, Sondeo 15, S15

Sondeo S14

A continuación se presentan los resultados experimentales de los ensayos realizados en especímenes de suelo durante la etapa de saturación. En este apartado se muestran los datos experimentales que se obtuvieron al ensayar dos especímenes del sondeo 14 (S14), estas muestras son M70 y M93, cuyos resultados experimentales y propiedades índice se reportan en la tabla 5.2.

Tabla 5.2. Resultados experimentales del S14

Sondeo	Muestra	Profundidad	w	w _L	w _P	PI	B	V _p	V _s	v
	No.	m	%	%	%	%		m/s	m/s	
S-14	70	25.25	CH	52.06	77.91	29.56	0.90	1486.99	181.77	0.4924
	93	40.20	CH	46.07	76.36	22.69	0.94	1529.63	60.77	0.4992

Las Figuras 5.2 a) y 5.2 b) muestran las V_p y V_s , respectivamente, al variar la B de Skempton.

Los valores de B de Skempton medidos son de 0.90 y 0.94. En la Figura 5.2 a), se observa que para la muestra 70, las V_p medidas van de 1460 a 1487 m/s. Para el espécimen 93, las V_p medidas van de 1507 a 1530 m/s.

En la Figura 5.2 b) observamos que las velocidades de onda de corte permanecen prácticamente constantes en los especímenes de suelo. En la Figura 5.2 c) tenemos un ligero incremento en el valor ν para la muestra M70, mientras que los valores de ν para la M93 permanecen prácticamente constantes.

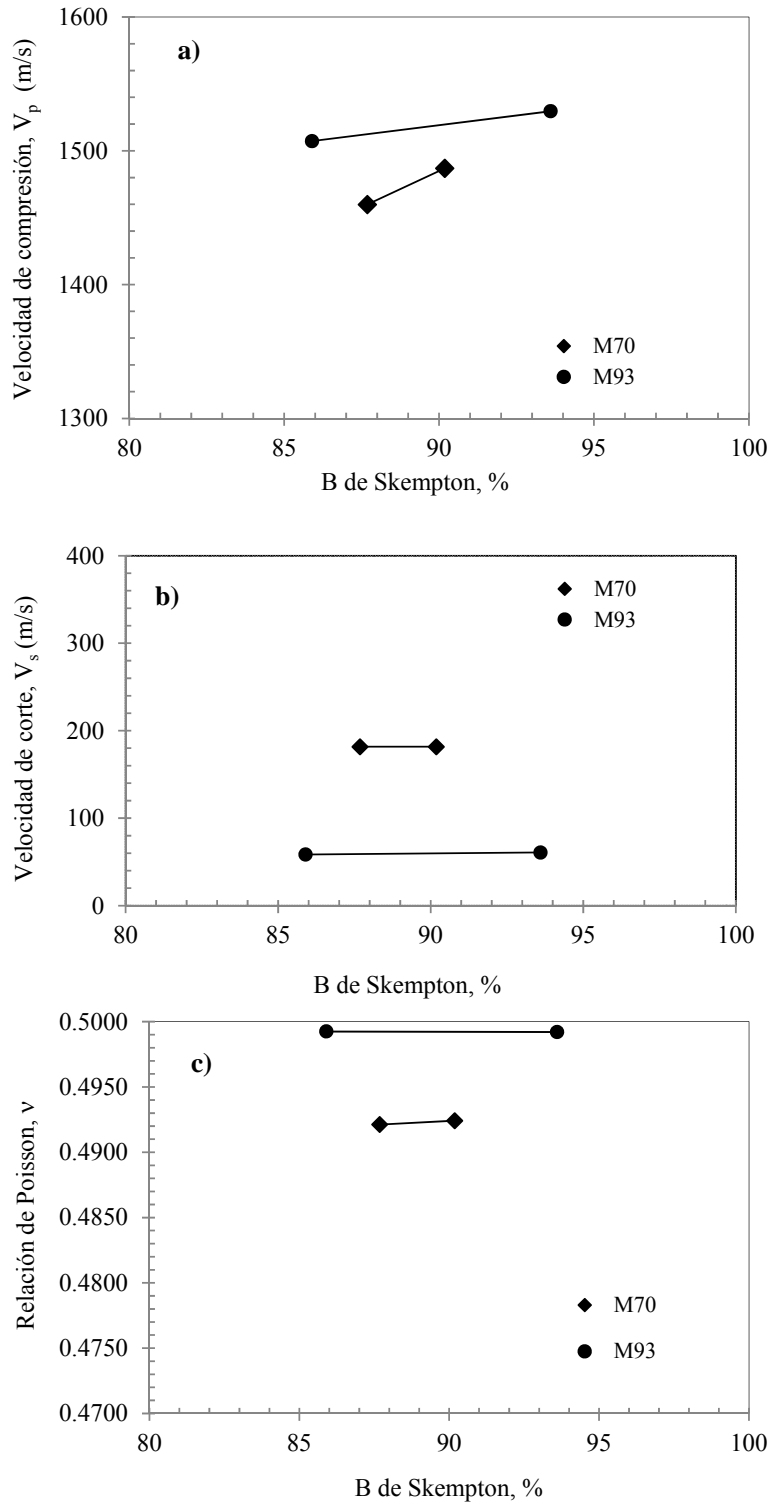


Figura 5.2 V_p, V_s y ν al variar B de Skempton, Sondeo 14, S14

Sondeo S17

A continuación se presentan los resultados experimentales que se obtuvieron al ensayar tres especímenes del sondeo 17 (S17), estas muestras son M50, M65 y M91, cuyos resultados experimentales y propiedades índice se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3. Resultados experimentales del S17

Sondeo	Muestra	Profundidad	w	wL	wP	PI	B	V _p	V _s	v
	No.	m	%	%	%	%		m/s	m/s	
S-17	50	16.34	CH	63.26	82.67	34.97	0.95	1523.90	44.90	0.4996
	65	22.50	CH	60.60	71.93	26.85	0.91	1519.16	46.02	0.4995
	91	37.15	CH	55.68	76.88	28.43	0.81	1507.46	67.01	0.4990

Las Figuras 5.3 a) y 5.3 b) muestran las V_p y V_s , respectivamente, al variar la B de Skempton.

Los valores de B medidos varían en un rango de 0.81 a 0.95. En la Figura 5.3 a), se observa que para el espécimen de suelo recuperado a una profundidad de 16.34 m, las V_p medidas varían de 1513 a 1524 m/s. Para el espécimen recuperado a la profundidad de 22.50 m, las V_p medidas varían de 1474 a 1519 m/s. Para el espécimen recuperado a la profundidad de 37.15 m, las V_p varían de 1398 a 1507 m/s.

En la Figura 5.3 b) observamos que las velocidades de onda de corte permanecen prácticamente constantes en los especímenes de suelo. En la Figura 5.3 c) se tiene que el valor v permanece prácticamente constante en los tres especímenes de suelo.

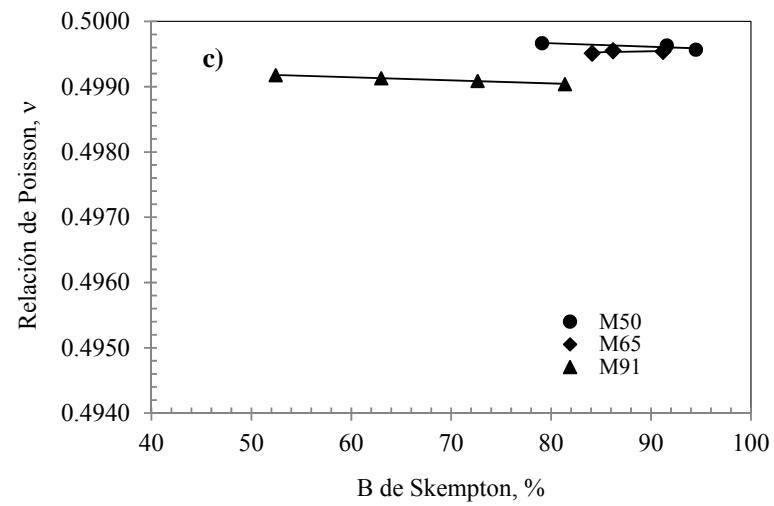
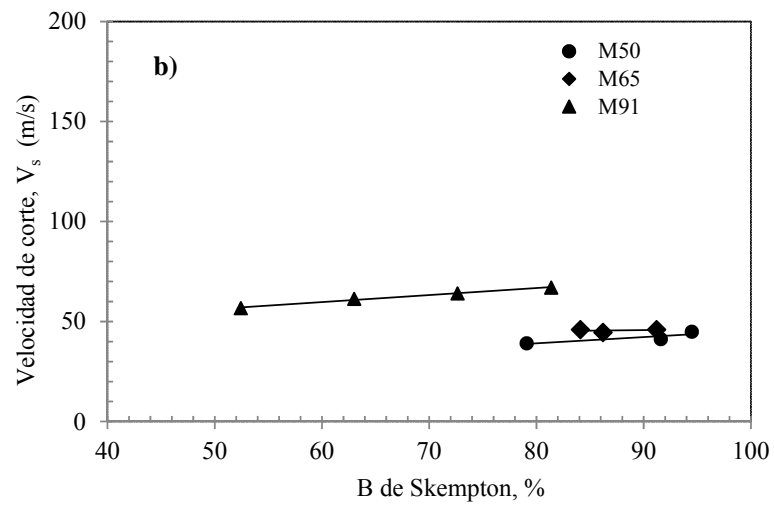
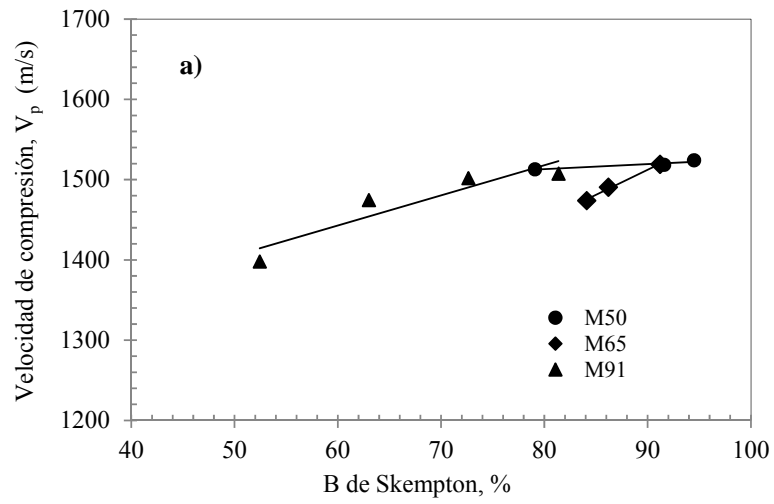


Figura 5.3 V_p, V_s y ν al variar B de Skempton, Sondeo 17, S17

Sondeo S16

En este apartado se reportan los datos experimentales que se obtuvieron al ensayar un espécimen del sondeo 16 (S16), muestra M75, los resultados experimentales y sus propiedades índice se muestran en la tabla 5.4.

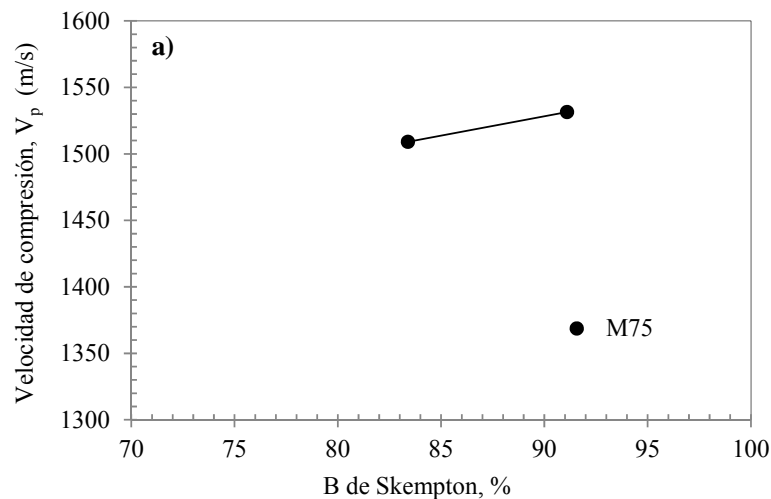
Tabla 5.4. Resultados experimentales del S16

Sondeo	Muestra <i>No.</i>	Profundidad <i>m</i>	w %	w _L %	w _P %	PI %	B	V _p m/s	V _s m/s	v
S-16	75	25.51	50.62	66.73	21.39	45.34	0.91	1531.48	49.09	0.4995

Las Figuras 5.4 a) y 5.4 b) muestran las V_p y V_s, respectivamente, al variar la B de Skempton.

Los valores de B medidos son de 0.83 y 0.91. En la Figura 5.4 a), se observa que para el espécimen de suelo recuperado a una profundidad de 25.51 m, las V_p medidas son de 1509 y 1531 m/s.

En la Figura 5.4 b) observamos que las velocidades de onda de corte permanecen constantes. En la Figura 5.4 c) el valor de v presenta un ligero incremento al aumentar la B de Skempton.



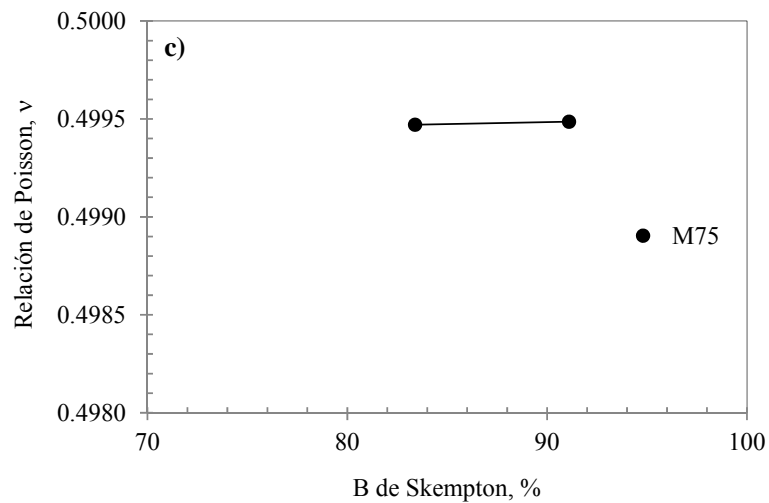
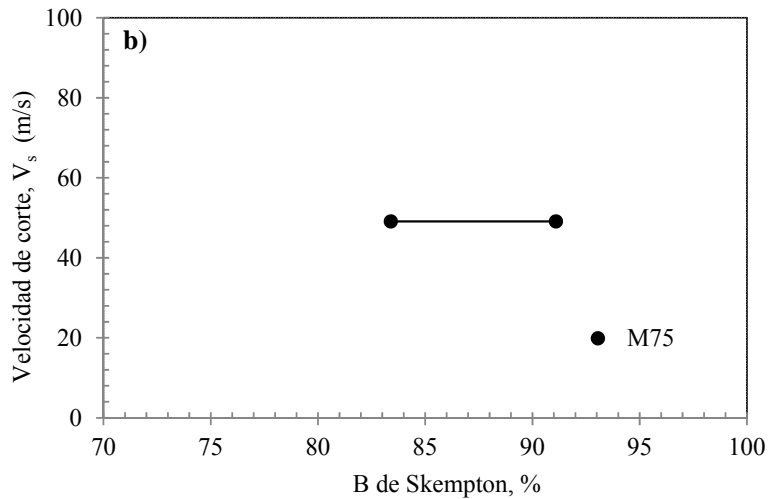


Figura 5.4 V_p, V_s y ν al variar B de Skempton, Sondeo 16, M75

En general, las velocidades de compresión tienden al valor de 1530 m/s, cuando la B de Skempton tiende a la unidad, tal como se aprecia en las Figuras 5.1 a), 5.2 a), 5.3 a) y 5.4 a), esto indica que dichos especímenes tienen un S_r cercano o igual al 100 %, por lo que de manera indirecta se puede verificar la saturación del espécimen. Foti et. al. (2002) y Stokoe et. al. (2012) explican que en las arenas la velocidad de propagación de las ondas P aumenta conforme se incrementa el valor del esfuerzo efectivo aun cuando están saturadas.

Por otra parte, en las Figuras 5.1 b), 5.2 b), 5.3 b) y 5.4 b) se observa que las velocidades de onda de corte V_s medidas en los especímenes son poco sensibles al

aumentar la B de Skempton, esto se debe a que las ondas de corte viajan principalmente a través de la fase sólida del espécimen.

Cuando se conocen las V_p y V_s durante la etapa de saturación, es posible calcular la relación de Poisson, ν . En la sección 2.1 se definió el vínculo matemático entre la relación de Poisson y las velocidades de onda P y S.

En las Figura 5.1 c), 5.2 c), 5.3 c) y 5.4 c) se observa que la relación de Poisson tiende a 0.50 cuando la B tiende a la unidad, lo cual implica que el grado de saturación, S_r , se aproxima al 100%. También se puede observar que ν presenta un ligero incremento si B aumenta. En efecto, Bishop y Hight (1977) demostraron que para cualquier proceso de carga a volumen constante, $\nu=0.5$.

Existen pocos estudios que se dediquen a la medición de la relación de Poisson (Sánchez, J. A., 2013; Flores, O, 2008; Valle, C, 2006). La escasez de estudios experimentales para determinar la relación de Poisson se debe en gran medida a la dificultad de medir las deformaciones en el rango lineal de los especímenes de suelo.

5.2 Relación entre las velocidades de onda y el esfuerzo efectivo

En esta sección se muestran los resultados obtenidos al analizar las señales de las ondas V_p y V_s medias con los cristales piezoeléctricos durante la etapa de consolidación. En la sección 3.7 se explica de manera detallada la manera de calcular las velocidades de onda V_p y V_s .

Se realizaron diez pruebas estáticas en los equipos triaxiales ELE y neumático instrumentado con cristales piezoeléctricos, siete pruebas se consolidaron isotrópamente y tres anisótricamente. Para una de las pruebas con consolidación isotrópica se realizaron dos ciclos de carga y una descarga.

En primer lugar se presentan los resultados de las pruebas con consolidación isotrópica, en seguida la muestra con ciclos de carga y descarga y finalmente las muestras con consolidación anisótropa.

El orden en el que se presentan los resultados de las pruebas realizadas es el siguiente, del sondeo S15, las muestras M51, M89 y M109. También se presentan los resultados del sitio S17, del cual se ensayaron dos muestras M65 y M91. Después se presentan los resultados de la muestra M70 del sondeo S14. Acto seguido se presenta la muestra que tiene ciclos de carga y descarga, M71 del sondeo S15. Finalmente se presentan los resultados obtenidos para las muestras con consolidación anisótropa, del S17 la muestra M50, del S14 la muestra M93 y del S16 la muestra M75.

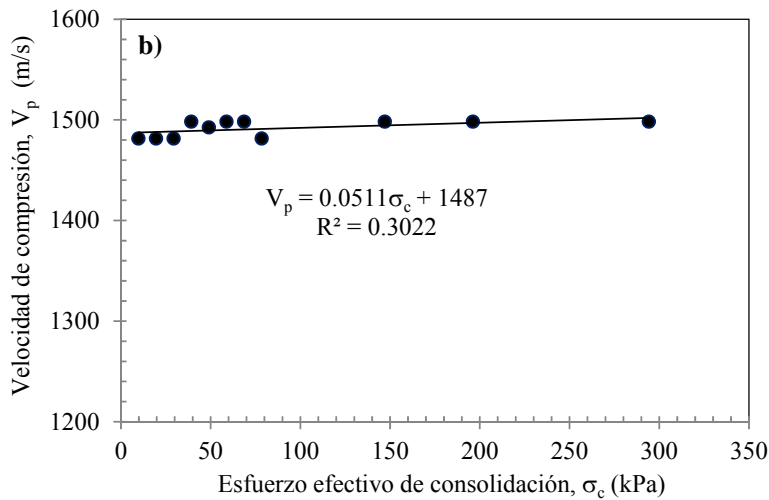
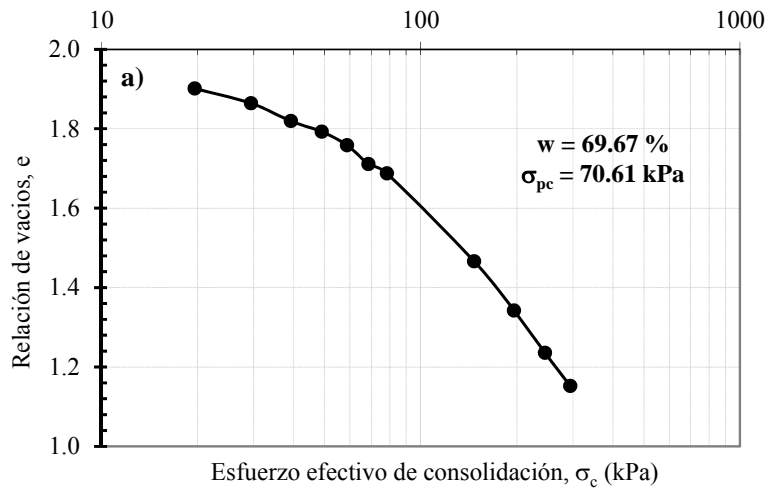
En la etapa de consolidación se encontró que el arribo de las ondas de compresión es el mismo, independientemente del esfuerzo aplicado. Esto se debe a que los especímenes de suelo se encontraban saturados, por lo que, las V_p viajan principalmente a través del agua. La frecuencia de excitación aplicada al elemento de compresión fue de 40 kHz.

En cambio el arribo de las ondas de corte se va acercando al inicio de la señal emisora, al incrementar el esfuerzo efectivo. La frecuencia de excitación aplicada al elemento de flexión fue de 2 kHz.

De manera complementaria se presentan los resultados obtenidos al aplicar un modelo de leyes de potencia a los datos de las velocidades de onda en la etapa de consolidación para todos los especímenes ensayados.

En las Figuras 5.5 a 5.10, se presentan las curvas de compresibilidad y sus respectivas V_p y V_s .

En la Figura 5.5 a) se muestra la curva de compresibilidad de la muestra 51 del sondeo S15, cuya profundidad es de 17.32 m. Este espécimen de suelo tuvo solo un ciclo de carga y los esfuerzos aplicados fueron, 20, 29, 39, 49, 59, 69, 78, 147, 196, 245 y 294 kPa. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte.



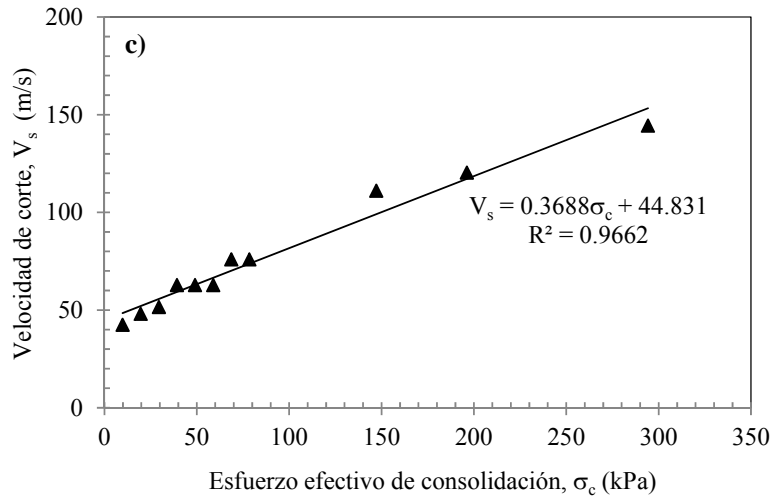


Figura 5.5 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M51

En la Figura 5.6 a) se presenta la curva de compresibilidad de la muestra 89 del sondeo S15, cuya profundidad es de 37.16 m. Este espécimen de suelo tuvo solo un ciclo de carga, los esfuerzos aplicados fueron, 29, 59, 88, 118, 147, 177, 206, 235, 265 y 294 kPa. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte, como se aprecia en las Figura 5.6 b) y Figura 5.6 c) respectivamente.

En la Figura 5.5 b), se observa que la variación en la velocidad de la onda de compresión es baja e independiente del esfuerzo aplicado, además, se aprecia que V_p es casi constante con un promedio de 1487 m/s. Esto indica que el espécimen estaba saturado.

En la Figura 5.5 c) se muestran las velocidades de onda de corte al aplicar los esfuerzos durante la etapa de carga. Como se observa en dicha figura, las velocidades de onda de corte se encuentran relacionadas linealmente con el esfuerzo efectivo.

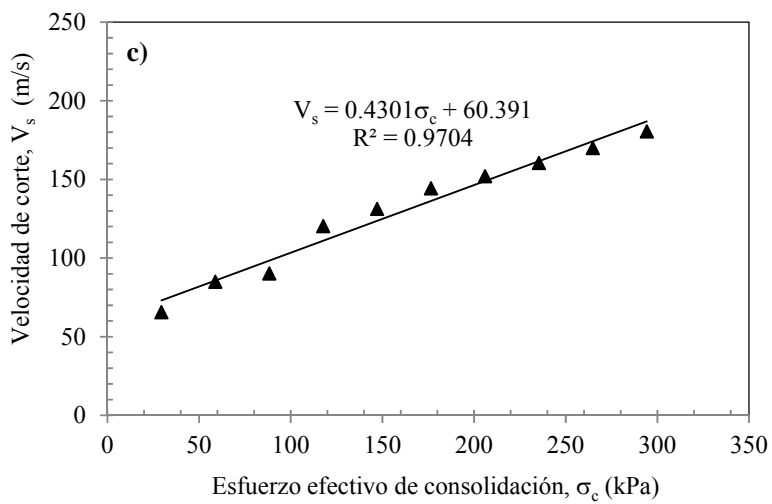
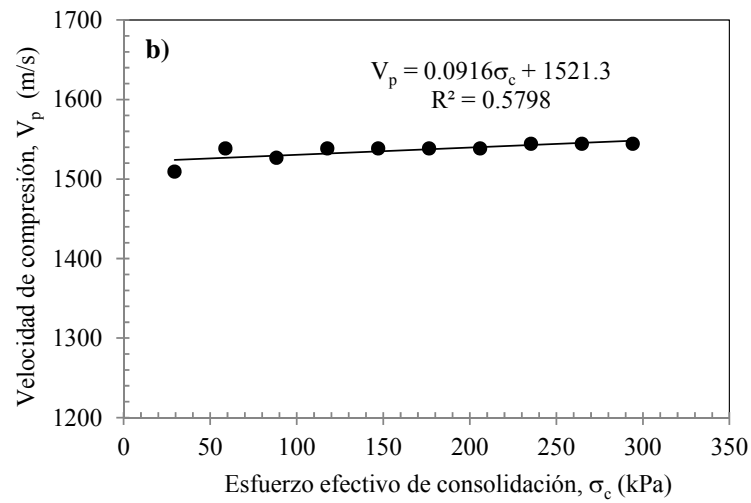
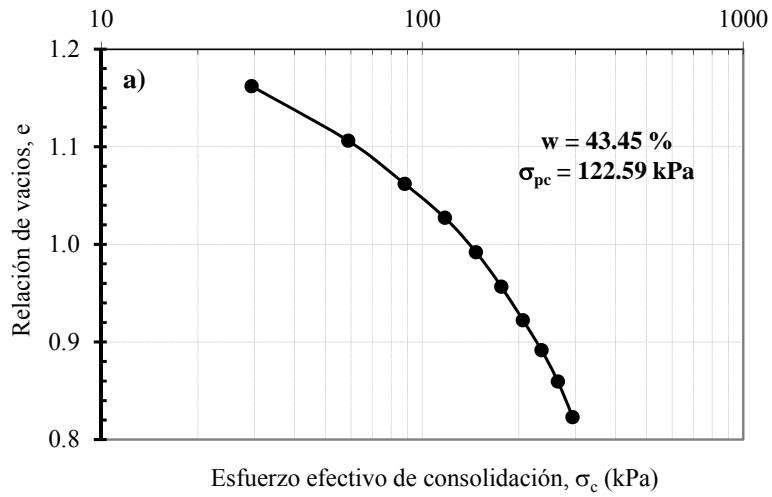
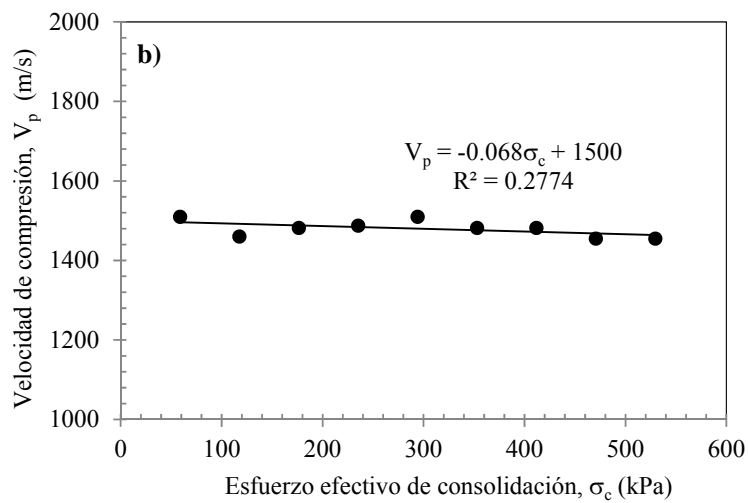
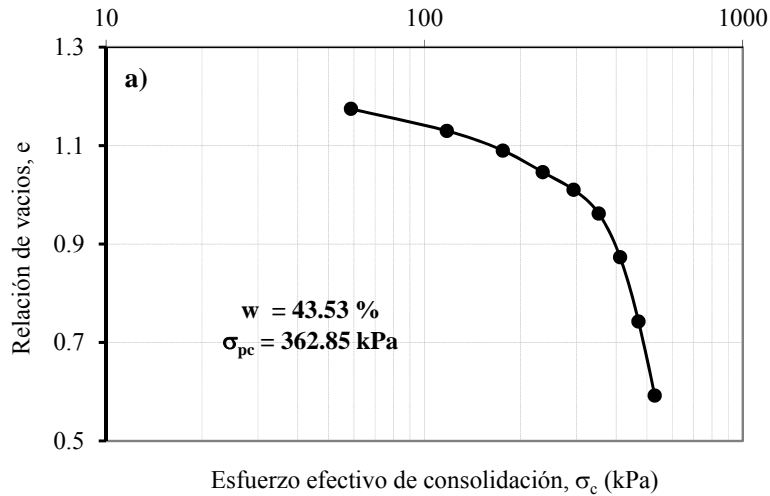


Figura 5.6 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M89

En la Figura 5.7 a) se muestra la curva de compresibilidad de la muestra 109 del sondeo S15, cuya profundidad es de 57.91 m. Este espécimen de suelo tuvo solo un ciclo de carga, los esfuerzos aplicados fueron, 59, 118, 177, 235, 294, 353, 412, 471 y 530 kPa. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte, como se aprecia en las Figura 5.7 b) y Figura 5.7 c) respectivamente.



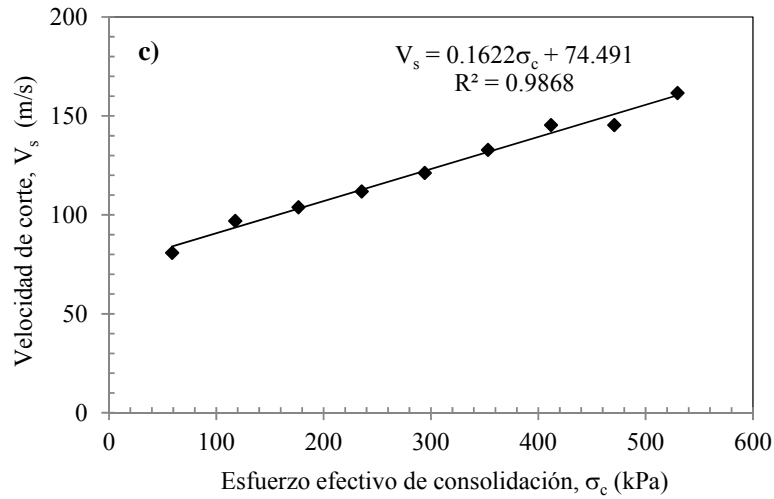
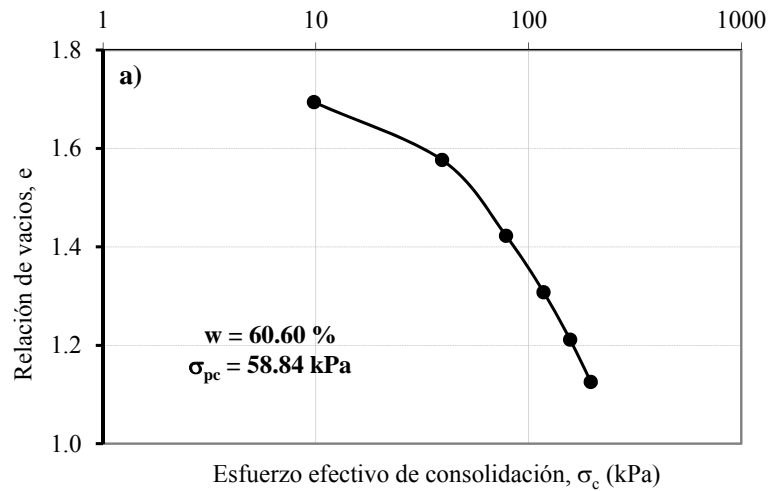


Figura 5.7 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M109

En la Figura 5.8 a) se muestra la curva de compresibilidad de la muestra 65 del sondeo S17, cuya profundidad es de 22.50 m. Este espécimen de suelo tuvo solo un ciclo de carga, los esfuerzos aplicados fueron, 10, 39, 78, 118, 157 y 196 kPa. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte, como se aprecia en las Figura 5.8 b) y Figura 5.8 c) respectivamente.



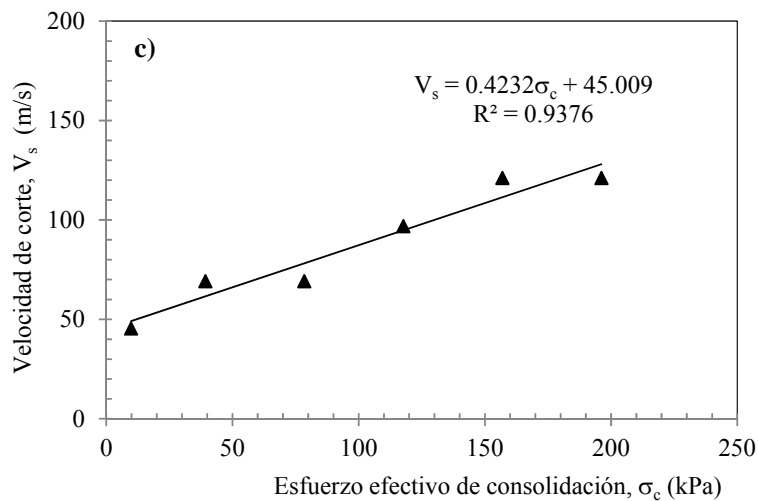
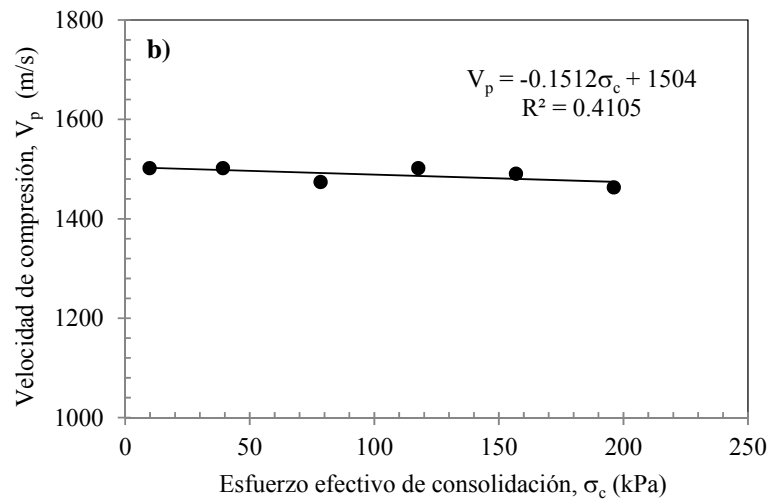


Figura 5.8 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 17, M65

En la Figura 5.9 a) se muestra la curva de compresibilidad de la muestra 91 del sondeo S17, cuya profundidad es de 37.15 m. Este espécimen de suelo tuvo solo un ciclo de carga, los esfuerzos aplicados fueron, 59, 118, 177, 235, 294, 353 y 412 kPa. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte, como se aprecia en las Figura 5.9 b) y Figura 5.9 c) respectivamente.

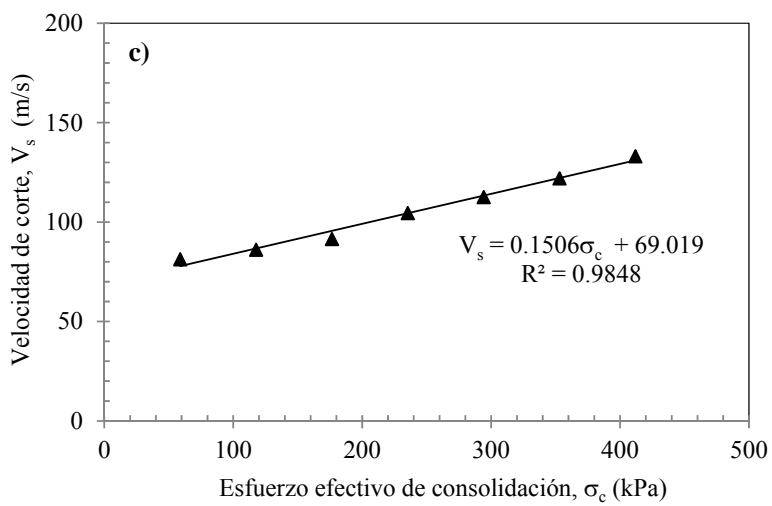
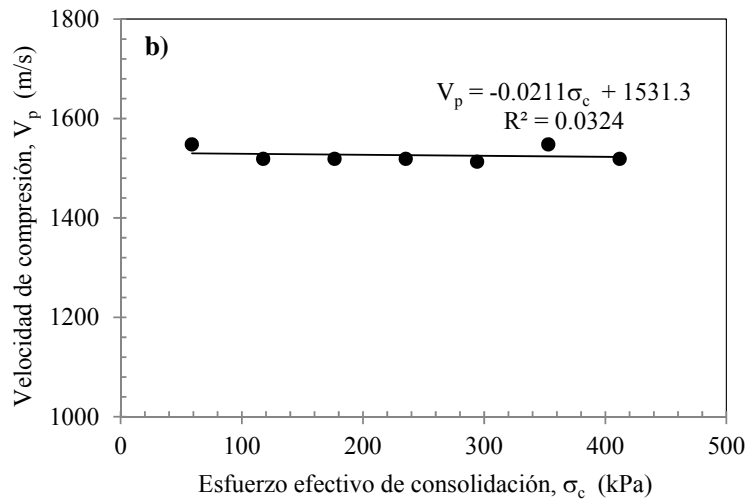
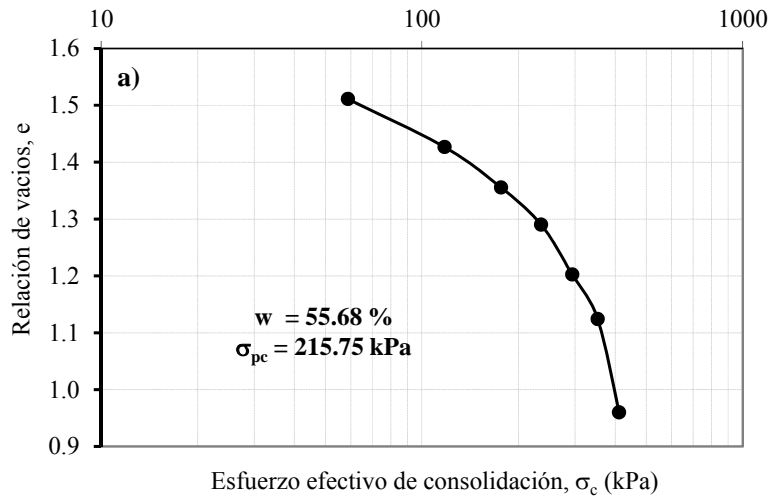
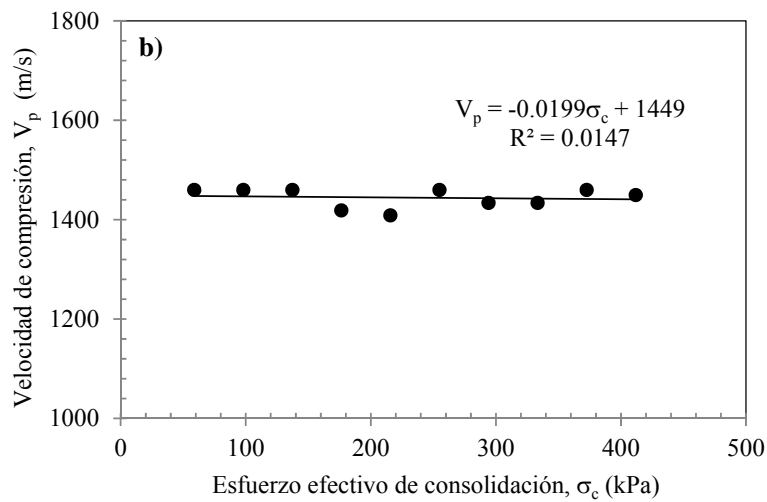
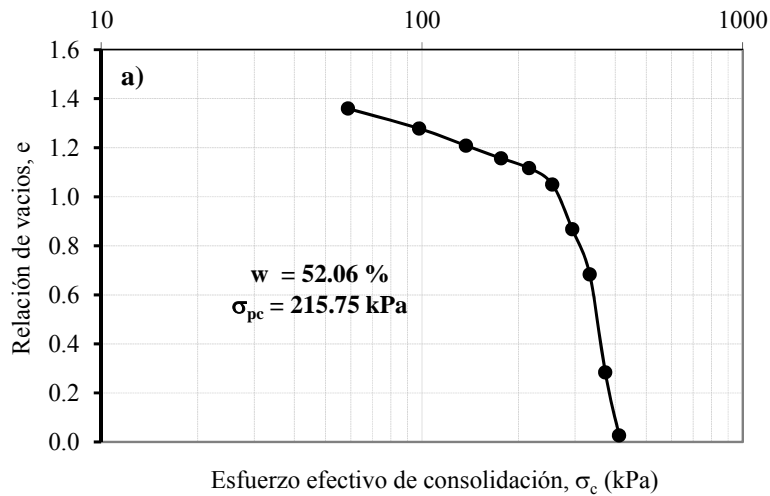


Figura 5.9 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 17, M91

En la Figura 5.10 a) se presenta la curva de compresibilidad de la muestra 70 del sondeo S14, cuya profundidad es de 25.25 m. Este espécimen de suelo tuvo solo un ciclo de carga, los esfuerzos aplicados fueron, 59, 98, 137, 177, 216, 255, 294, 333, 373 y 412 kPa. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte, como se aprecia en las Figura 5.10 b) y Figura 5.10 c) respectivamente.



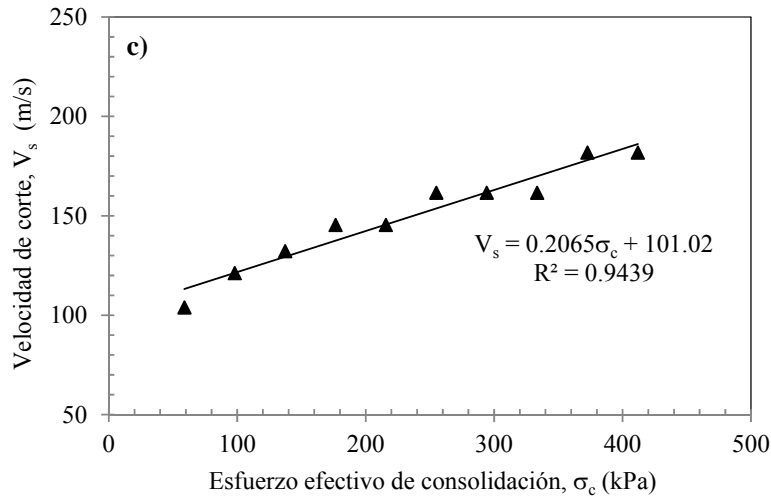


Figura 5.10 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 14, M70

Como se mencionó anteriormente, se realizó una prueba con dos ciclos de carga y uno de descarga. En la figura 5.11 a) se muestra la curva de compresibilidad de la muestra 71 del sondeo S15, cuya profundidad es de 25.51 m.

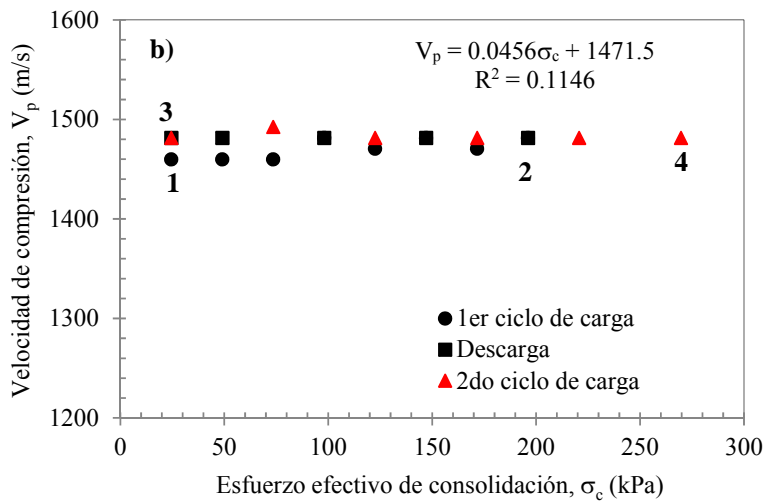
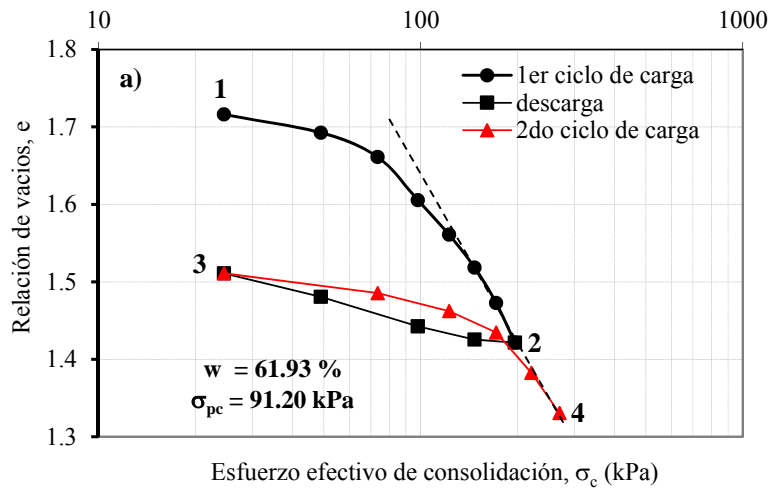
El primer ciclo de carga corresponde al tramo marcado como 1-2 y consta de ocho incrementos de 25, 49, 74, 98, 123, 147, 172 y 196 kPa. En el ciclo de descarga se aplicaron cuatro esfuerzos de 147, 98, 49 y 25 kPa, que corresponden al tramo marcado como 2-3. Finalmente en el segundo ciclo de carga se aplicaron cinco incrementos de 74, 123, 172, 221 y 270 kPa, que corresponden al tramo marcado como 3-4. La línea punteada que pasa por los puntos 2, 4 corresponde a la línea de consolidación virgen. A cada incremento de esfuerzo se le asocia una velocidad de onda de compresión y una de corte, como se aprecia en las figura 5.11 b) y figura 5.11 c) respectivamente.

En la figura 5.11 b) se observa nuevamente que las V_p son casi insensibles al incremento del esfuerzo debido a que los especímenes se encontraban saturados, y muestran de acuerdo a la línea de tendencia obtenida de los resultados experimentales, que la V_p es de 1472 m/s.

En la figura 5.11 c) se observa una relación lineal entre V_s y el esfuerzo aplicado. Las V_s medidas en la línea virgen de consolidación (tramo 2-4), corresponden a la etapa de carga y muestran una relación lineal con el esfuerzo efectivo. Las V_s medidas en la descarga-recarga, tramo 2-3 y 3-2-4, definen dos líneas de tendencia que corresponden

al suelo preconsolidado. La pendiente de dichas líneas de tendencias disminuye al aplicarle al espécimen de suelo un ciclo de carga-descarga-recarga.

Las V_s medidas en los tramos de descarga-recarga, tramos 2-3 y 3-2-4 de la curva de compresibilidad, definen dos líneas de tendencia que corresponden a especímenes cuando el suelo está preconsolidado. Las V_s medidas en los puntos 2-4 (línea punteada), muestran una tendencia lineal con el esfuerzo efectivo que corresponde a un suelo normalmente consolidado.



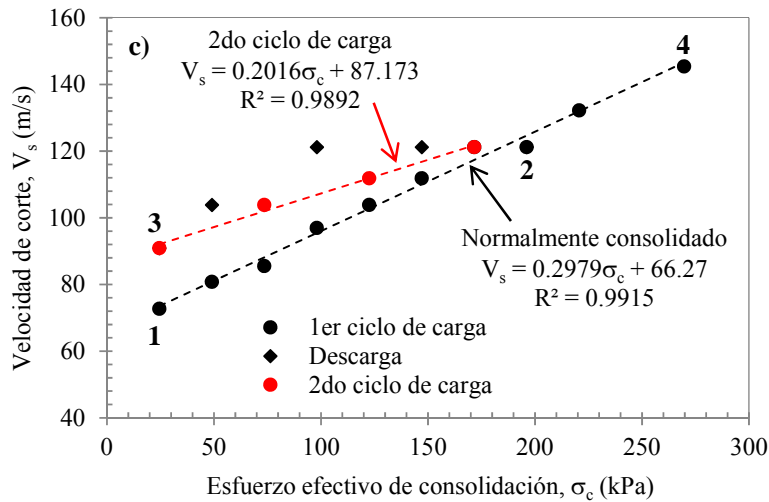


Figura 5.11 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 15, M71

A continuación se presentan las muestras de suelo consolidadas anisótricamente. Dichos especímenes se ensayaron en la cámara triaxial neumática. Las gráficas se presentan en el espacio $p' - q$, donde p' es el esfuerzo efectivo octahédrico o esfuerzo efectivo medio y q es el esfuerzo desviador.

En las Figuras 5.12 a 5.14 se presentan los resultados de los tres ensayos realizados. Las Figuras 5.12 a), 5.13 a) y 5.14 a) muestran la trayectoria de esfuerzos en el espacio $p' - q$. En la etapa inicial del ensaye se aplican dos incrementos de esfuerzos, con la finalidad de alejar la línea de falla de la línea en donde se cumpla la relación $\sigma'_h / \sigma'_v = 0.5$, es decir, se lleva a cabo una consolidación isotrópica, tramo A-B. Después, se aplican esfuerzos axiales hasta que la trayectoria de esfuerzos alcance a la línea teórica, correspondiente al tramo B-C.

Una vez que la trayectoria de esfuerzos llega a la línea teórica, se aplican al espécimen esfuerzos axiales y/o confinantes a fin de seguir la trayectoria de esfuerzos sobre la línea teórica definida como K_0 hasta alcanzar el σ'_1 determinado, tramo C-D.

Para cada esfuerzo aplicado al espécimen durante la consolidación anisótropa (axial o confinante), se define un tiempo de espera, el cual depende de la rapidez con la que se disipe la presión de poro acumulada en el espécimen. Finalmente, la trayectoria de esfuerzos en la etapa de falla se muestra en el tramo D-E. La velocidad de carga aplicada a los especímenes de suelo durante la etapa de falla fue de 0.1 mm/min.

Las trayectorias de esfuerzos de los especímenes ensayados definen una envolvente de falla, la cual se observa en las Figuras 5.12 a), 5.13 a) y 5.14 a), después de alcanzar el valor pico del esfuerzo desviador la resistencia del espécimen disminuye. Este aspecto es importante desde el punto de vista práctico puesto que estos valores de resistencia definen una condición límite, a partir de la cual, el incremento en el esfuerzo cortante lleva a la falla a un espécimen de suelo.

Durante la consolidación anisótropa se midieron V_p y V_s a lo largo del tramo A-D, estos puntos están marcados con círculos rojos. En las Figuras 5.12 b), 5.13 b) y 5.14 b), se muestran las V_p medidas con los elementos de compresión. Como se observa, las V_p son insensibles al incremento de esfuerzos octahédricos debido a que los especímenes de suelo se encontraban saturados o prácticamente saturados. Los valores de V_p son en promedio de 1500 m/s, que corresponde a la velocidad de ondas de compresión que viajan a través del agua.

En las Figuras 5.12 c), 5.13 c) y 5.14 c) se presentan las V_s medidas con los elementos de flexión en los especímenes de suelo durante la etapa de consolidación anisótropa. Dichas figuras muestran que las V_s están relacionadas linealmente al incrementarse el esfuerzo octahédrico.

A diferencia de las muestras consolidadas isotrópamente, las muestras consolidadas anisótricamente presentan dos pendientes, una durante la consolidación isotrópica (tramo A-B) y otra durante la consolidación anisótropa (tramo C-D). Lo anterior se debe a que la muestra se rigidiza más cuando ocurre el segundo tipo de consolidación. Esto es muy importante desde el punto de vista práctico, si queremos obtener valores de V_s en el laboratorio que sean cercanos a las V_s medidas in situ.

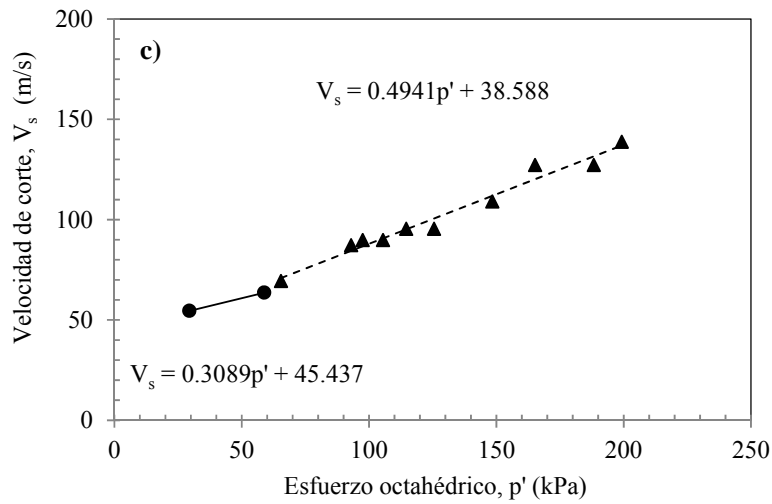
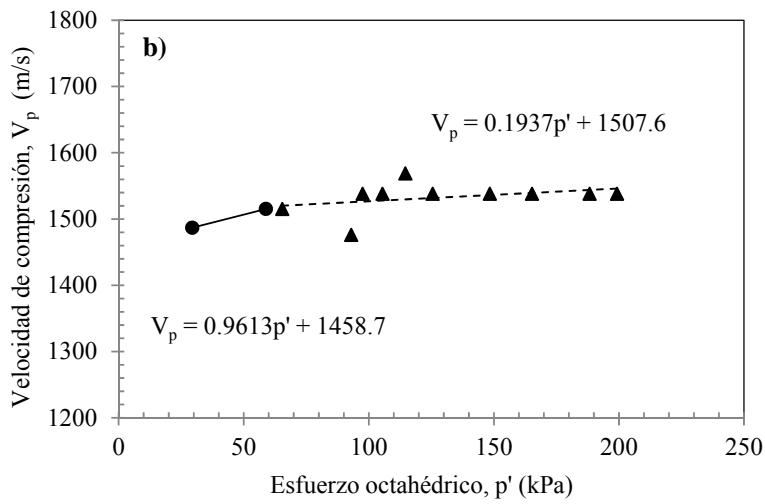
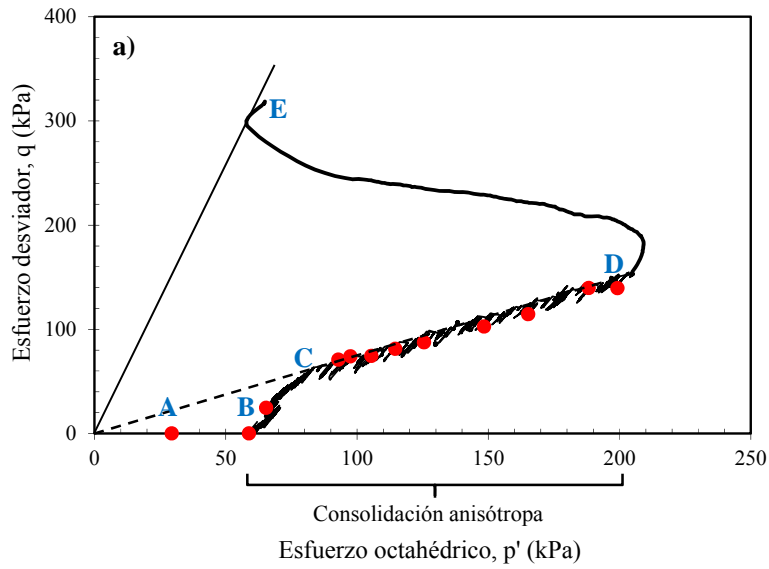


Figura 5.12 V_p, V_s al variar el esfuerzo efectivo, Sondeo 17, M50

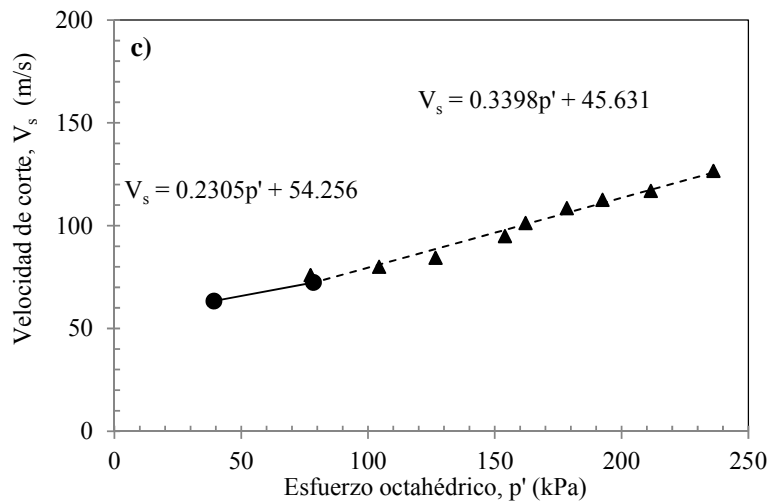
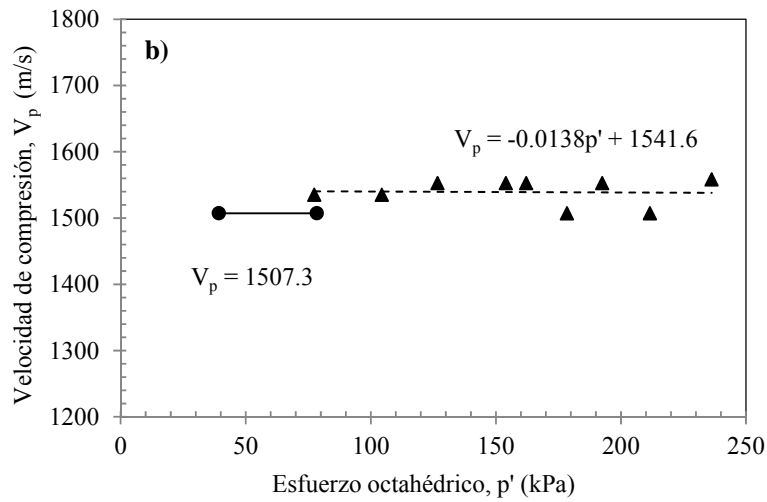
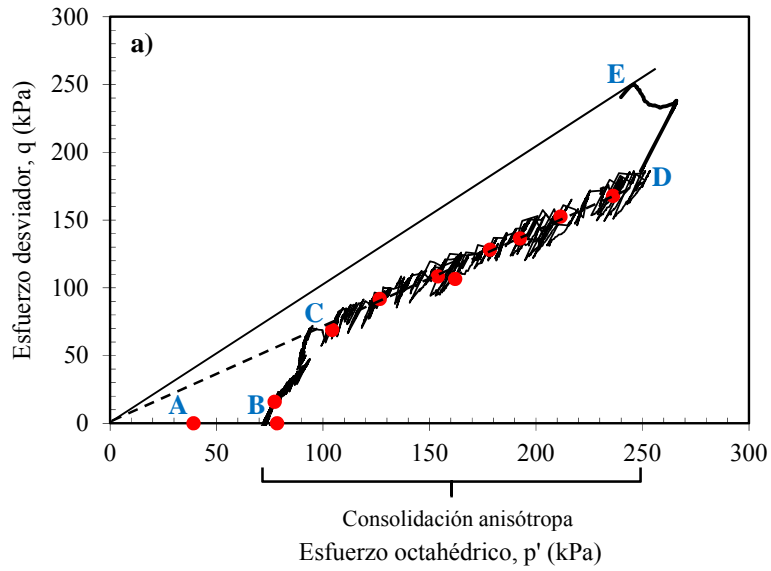


Figura 5.13 V_p, V_s al variar el esfuerzo octahédrico, Sondeo 14, M93

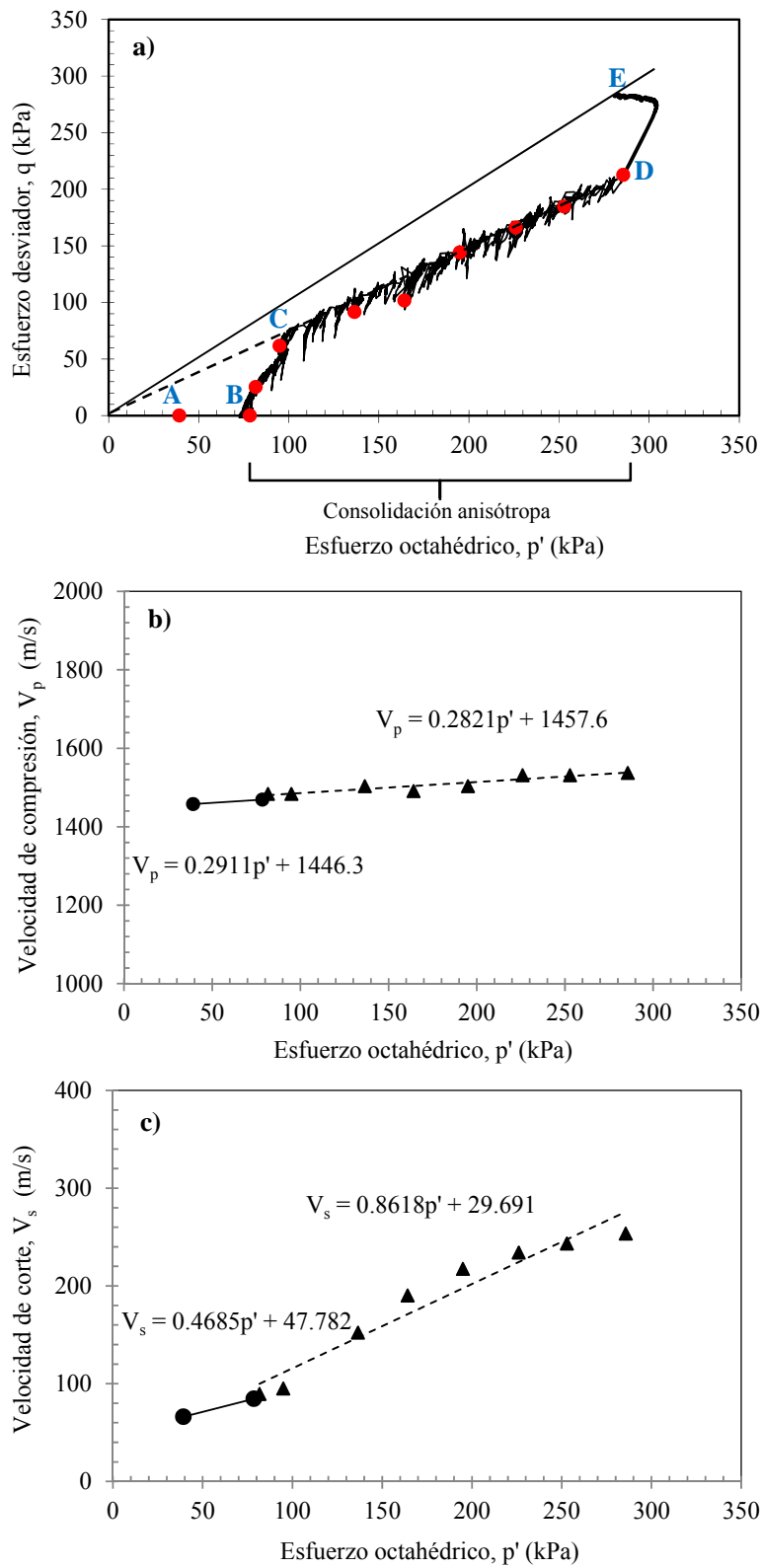


Figura 5.14 V_p, V_s al variar el esfuerzo octahédrico, Sondeo 16, M75

Los datos experimentales de los ensayos realizados en los tres especímenes de suelo se agrupan y se presentan en las Figuras 5.15 y 5.16. En la Figura 5.15 se observa de nuevo que las V_p son insensibles al incremento del esfuerzo aplicado, esto es debido a que los especímenes de suelo se encontraban saturados al momento de consolidarlos.

En la Figura 5.16 nuevamente observamos que la relación entre el esfuerzo octahédrico y la velocidad de onda es diferente cuando el espécimen se consolida isotrópica y anisótricamente. Ambas son relaciones aproximadamente lineales, pero la pendiente de las V_s durante la consolidación isotrópica es más suave que la pendiente de las V_s durante la consolidación anisótropa, lo que indica que para un mismo esfuerzo se obtienen velocidades mayores cuando el espécimen se consolida anisótricamente que cuando se consolida isotrópicamente. Además, se aprecia que el índice de plasticidad de los especímenes ensayados influye en las V_s ; al disminuir el índice de plasticidad, las V_s crecen en el eje de las ordenadas.

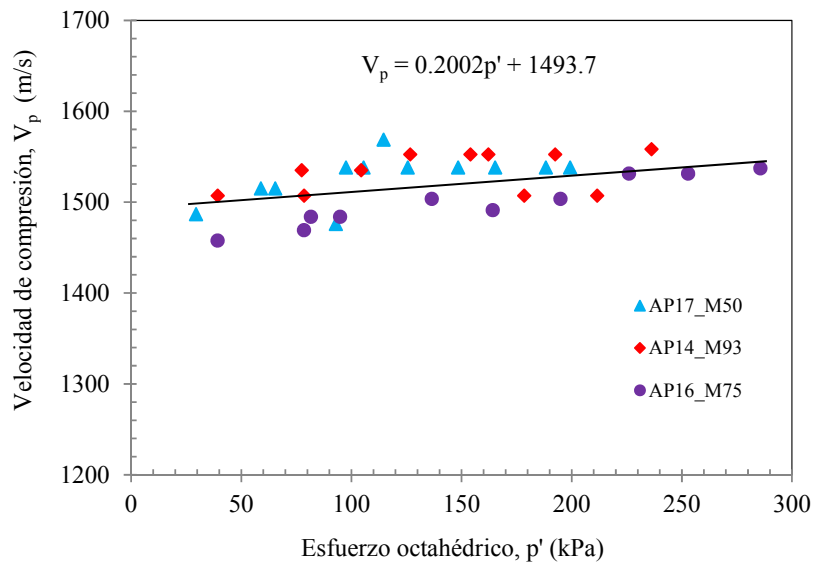


Figura 5.15 V_p al variar el esfuerzo octahédrico

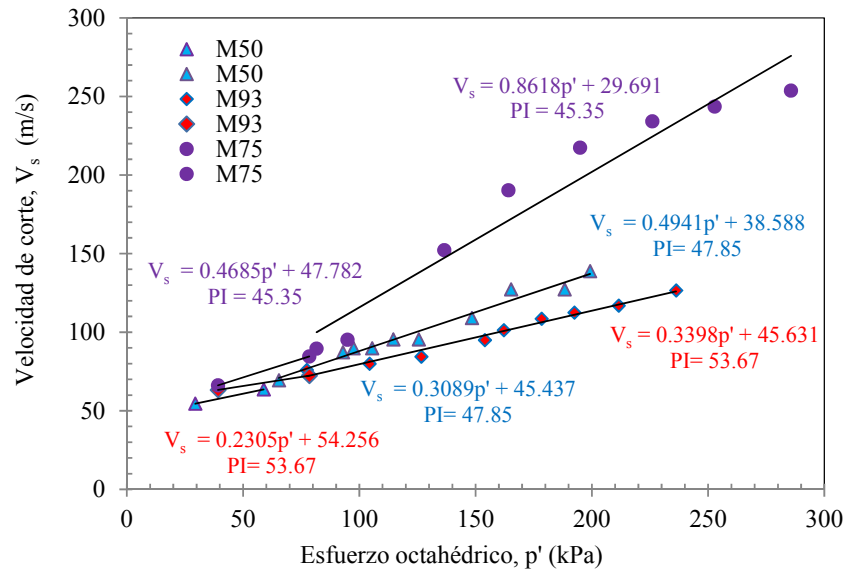


Figura 5.16 V_s al variar el esfuerzo octahédrico

5.3 Módulo de rigidez al variar el esfuerzo

En la Figura 5.17 se observan los datos experimentales del módulo de rigidez, G_{\max} , contra el esfuerzo octahédrico, p' , de cinco especímenes de suelo con consolidación isotrópica. Los datos presentados corresponden al módulo de rigidez, G_{\max} , calculado a partir de las velocidades de onda de corte, V_s , en la rama virgen de consolidación (LVC).

Los datos experimentales se agruparon en función del índice de plasticidad, las muestras M51, M109, M65 y M91 tienen índices de plasticidad que van de 45.08 % a 49.35 %, mientras que la muestra M89 tiene un índice de plasticidad de 37.63 %. Con los datos experimentales se trazaron dos líneas de tendencia polinómicas de segundo grado, una corresponde a las muestras con índices de plasticidad entre 45.08 % y 49.35 % y tiene un coeficiente de correlación de 0.8029, la otra línea corresponde a la muestra con un PI de 37.63%, esta tiene un coeficiente de correlación de 0.9999. El coeficiente de correlación de los datos experimentales de las muestras con índices de plasticidad entre 45.08 % y 49.35 % es menor debido a que el ajuste se realiza con los datos experimentales de cuatro ensayos, por lo tanto hay más dispersión en los datos. En la figura también se observa que cuando disminuye el índice de plasticidad de los especímenes, el módulo de rigidez aumenta.

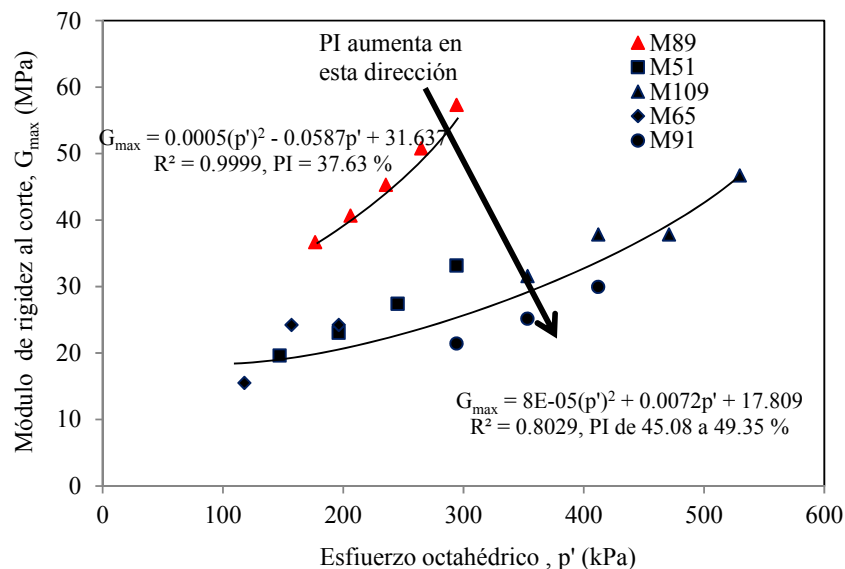


Figura 5.17 Módulo de rigidez contra esfuerzo octahédrico para suelos normalmente consolidados

En la Figura 5.18 se observan los datos experimentales de siete especímenes de suelo, a cada uno de estos se le realizó una prueba de columna resonante y una prueba triaxial, ambas probetas se obtuvieron del mismo horizonte de suelo. El módulo de rigidez se normalizo respecto al módulo de rigidez máximo obtenido con la prueba de columna resonante ($G_{\max CR}$), como se aprecia en la gráfica el índice de plasticidad aumenta de izquierda a derecha, además se observa poca dispersión en los resultados obtenidos.

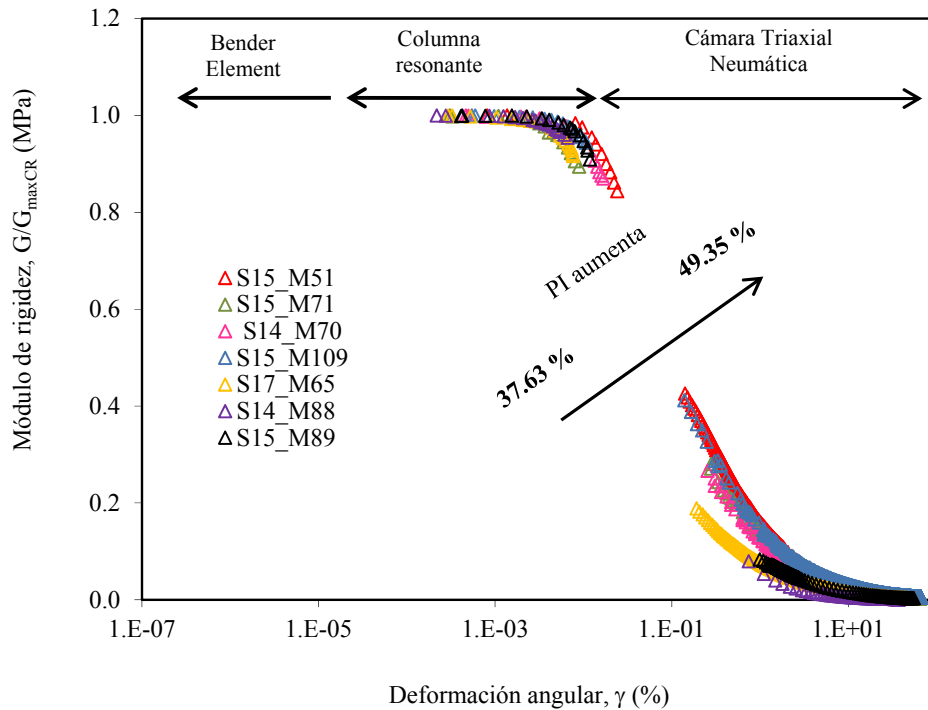


Figura 5.18 Módulo de rigidez normalizado contra deformación angular

5.4 Leyes de potencia para velocidades de compresión y de corte obtenidas con cristales piezoeléctricos

En esta sección se analizan las V_p y V_s en especímenes de suelo consolidados isotrópamente y anisótricamente a diferentes esfuerzos efectivos octahédricos en condiciones saturadas con un modelo de leyes de potencia.

Los datos experimentales se presentan gráficamente a escala logarítmica ($\log V_s - \log \sigma_o'$). Las ecuaciones 5.1 y 5.2 son las expresiones del modelo de leyes de potencia que se utilizan para las V_p y V_s medidas al variar el esfuerzo efectivo, σ_o' (Hardin y Drnevich, 1972, Hardin, 1978):

$$V_p = A_p \times \left(\frac{\sigma_o'}{P_a} \right)^{n_p} \dots\dots\dots 5.1$$

$$V_s = A_s \times \left(\frac{\sigma_o'}{P_a} \right)^{n_s} \dots\dots\dots 5.2$$

donde:

- A_p y A_s son las velocidades de compresión y de corte a 1 atm (100 kPa)
- n_p y n_s son exponentes adimensionales, y
- P_a es la presión atmosférica

Dichas expresiones son empíricas y tienen una base teórica, el marco de referencia es para materiales ideales. Para la relación entre V_s y el esfuerzo efectivo, Cascante y Santamarina (1996) mostraron que n_s en la ecuación 5.2 es de 0.25. De acuerdo a la investigación de estos autores, el exponente $n_s = 0.25$ se obtiene cuando se ensaya un medio ideal de esferas viscoplásticas perfectas con un arreglo uniforme. Otros autores han mostrado que las mediciones del exponente n_s con diferentes materiales varían entre 0.17 y 0.48 y además pueden variar con la plasticidad del suelo (Fam y Santamarina, 1997).

Con las V_p y V_s medidas a lo largo de la línea virgen de consolidación de cada ensaye, se definió una línea de tendencia con el modelo de leyes de potencia y se calcularon los parámetros de $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$. En la Tabla 5.5 se presentan dichos parámetros para cada uno de los ensayos realizados para suelos normalmente consolidados isotrópamente. En la Tabla 5.6 se presentan los parámetros que corresponden a un suelo preconsolidado, y en

la Tabla 5.7 se presentan los parámetros para los suelos normalmente consolidados anisótricamente.

La Figura 5.19 muestra las V_p medidas con los elementos de compresión en seis especímenes de suelo al aumentar el esfuerzo octahédrico. A los datos experimentales se traza un ajuste lineal con el modelo de leyes de potencias (Ecuación 5.1). Como se observa, las V_p son casi insensibles al incremento del esfuerzo octahédrico, lo cual se debe a que los especímenes se encontraban saturados. De acuerdo a los resultados experimentales, A_p es 1495 m/s, valor muy cercano a la velocidad de las ondas de compresión a través del agua, además la línea de potencia es casi horizontal con un exponente n_p igual a 0.

En la Figura 5.20 se presentan las V_p al variar el esfuerzo octahédrico, de una muestra preconsolidada, con los datos experimentales se calcularon las leyes de potencia en los ciclos de carga y descarga, las velocidades obtenidas, A_p , con dicho modelo se encuentran entre 1477 m/s y 1484 m/s, de tal manera que la media es de 1481 m/s y un exponente n_p de 0. El valor de 1481 es muy cercano a la velocidad de las ondas de compresión a través del agua.

En la Figura 5.21 se presentan las V_p al variar el esfuerzo octahédrico, de tres muestras consolidadas anisótricamente. Con los datos experimentales se calcularon las leyes de potencia. Nuevamente se observa que las V_p son casi insensibles al incremento del esfuerzo octahédrico, esto se debe a que los especímenes se encontraban saturados. De acuerdo a los resultados experimentales, A_p es 1500 m/s este valor corresponde a la velocidad de las ondas de compresión a través del agua, además la línea de potencia es casi lineal con un exponente n_p igual a 0.03.

Tabla 5.5 Parámetros $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$ que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelos normalmente consolidados isotrópicamente.

MUESTRA	w %	w _L %	w _P %	PI %	I _L %	σ' _{omax} kPa	A _p (m/s)	n _p (1)	A _s (m/s)	n _s (1)
S15-M51	69.67	78	29	49.35	0.17	294	1498	0.00	94	0.38
S15-M89	43.45	67	30	37.63	0.63	294	1530	0.01	111	0.44
S15-M109	43.53	78	30	48.35	0.71	530	1468	0.00	77	0.44
S17-M65	60.60	72	27	45.08	0.25	196	1485	0.00	94	0.42
S17-M91	55.68	77	28	48.46	0.44	412	1499	0.01	66	0.50
S14-M70	52.06	78	30	48.35	0.53	412	1364	0.05	101	0.42

Tabla 5.6 Parámetros $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$ que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelo preconsolidado.

MUESTRA	w	w _L	w _P	PI	I _L	σ' _{omax}	A _p	n _p	A _s	n _s
	%	%	%	%	%	kPa	(m/s)	(1)	(m/s)	(1)
S15-M71	69.67	78	29	49.35	0.17	270	1481	0.00	100	0.37

Tabla 5.7 Parámetros $A_{p,s}$ y $n_{p,s}$ que se obtiene de los datos experimentales al emplear el modelo de leyes de potencia en suelos normalmente consolidados anisótricamente.

MUESTRA	w	w _L	w _P	PI	I _L	σ' _{omax}	A _p	n _p	A _s	n _s
	%	%	%	%	%	kPa	(m/s)	(1)	(m/s)	(1)
AP17-M50	63.26	83	35	47.85	0.41	153	1538	0.00	107	0.46
AP14-M93	46.07	76	23	53.67	0.56	180	1452	0.08	79	0.54
AP16-M75	50.62	67	21	45.34	0.36	215	1511	0.02	177	0.34

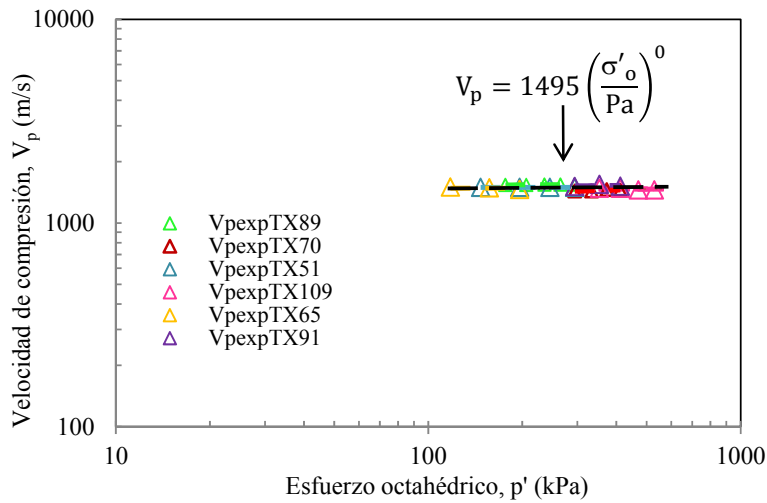


Figura 5.19 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas

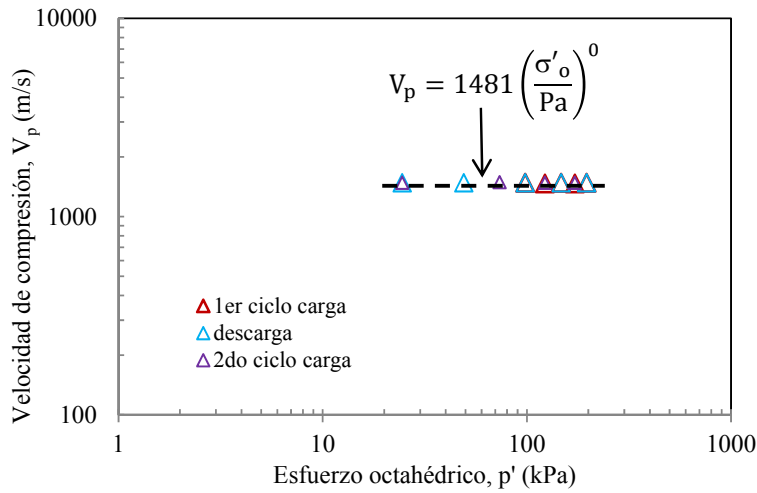


Figura 5.20 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestra preconsolidada

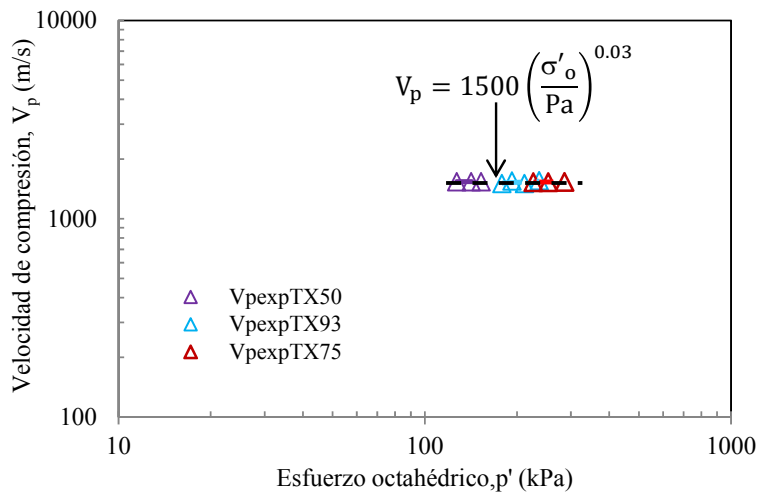


Figura 5.21 Velocidad de onda de compresión al variar el esfuerzo octahédrico de muestras consolidadas anisótricamente

En la Figura 5.22 se presentan las V_s medidas con los elementos de flexión al variar el esfuerzo octahédrico de seis muestras normalmente consolidadas, con los datos experimentales se calcularon las leyes de potencia, cuyo n_s representativo es de 0.43.

En la Figura 5.23 se presentan las V_s al variar el esfuerzo octahédrico de una muestra preconsolidada, con los datos experimentales obtenidos en el tramo de recarga se trazó una línea de potencia. De acuerdo a los datos experimentales el valor de A_s es de 110

m/s y su exponente, n_s , es de 0.15. El exponente medido corresponde a suelos preconsolidados (Fam y Santamarina, 1997).

En la Figura 5.24 se presentan las V_s al variar el esfuerzo octahédrico de tres muestras consolidadas anisótricamente, y sus leyes de potencia, cuyo n_s representativo es de 0.45.

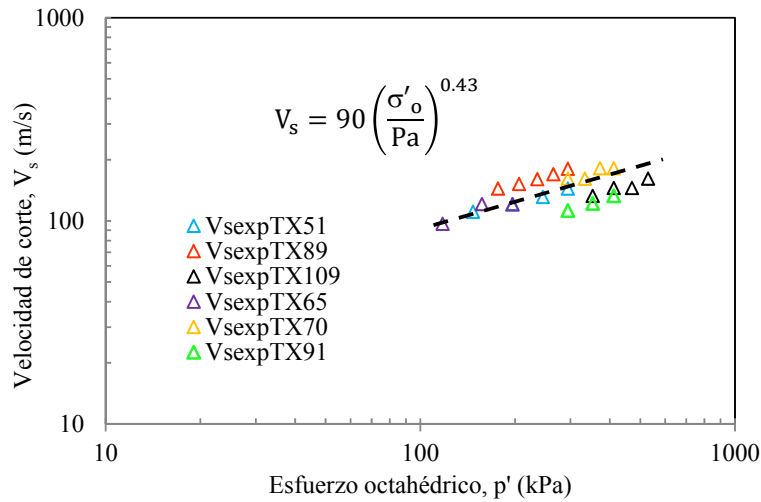


Figura 5.22 Velocidad de onda de corte al variar el esfuerzo octahédrico de muestras normalmente consolidadas

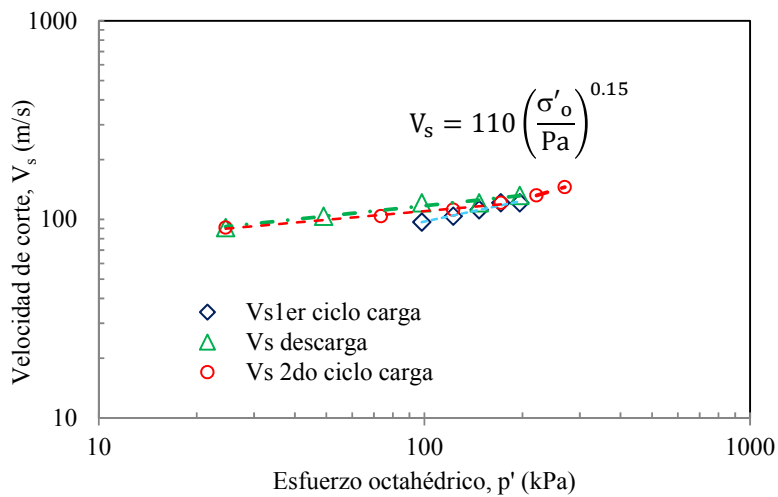


Figura 5.23 Velocidad de onda de corte al variar el esfuerzo octahédrico de muestra preconsolidada

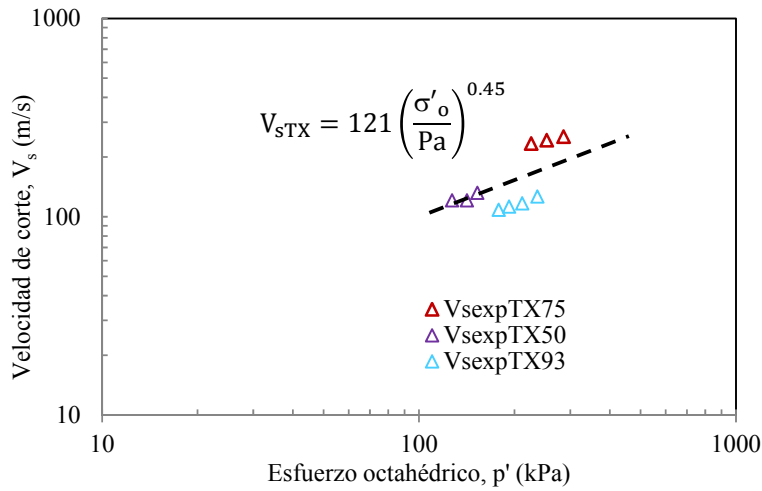


Figura 5.24 Velocidad de onda de corte al variar el esfuerzo octahédrico de muestras consolidadas anisótricamente

Como se aprecia, para las muestras consolidadas isotrópamente y anisótricamente los valores de n_s van de 0.4 a 0.5. Estos valores difieren de los que se obtienen para materiales ideales (esferas viscoplásticas perfectas con un arreglo uniforme), ya que el suelo de estudio está compuesto principalmente por una matriz montmorilonítica, microfósiles y diversos microorganismos marinos.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

El principal objetivo de este trabajo de investigación consistió en medir velocidades de onda de compresión y de corte en un suelo marino empleando equipos triaxiales instrumentados con cristales piezoeléctricos. Al instrumentar el equipo triaxial con cristales piezoeléctricos se pudo determinar diversas relaciones con parámetros de interés: la B de Skempton, la relación de Poisson, el nivel de esfuerzos efectivos. Además, con los resultados de estas mediciones también se obtuvieron otros parámetros dinámicos del suelo como el módulo de rigidez al corte.

En este apartado se presentan las conclusiones a las que se llegó después de analizar el conjunto de resultados experimentales. En primer lugar se presenta lo correspondiente a la etapa de saturación, después lo relacionado con la etapa de consolidación y finalmente lo referente a la variación del módulo de rigidez al corte.

6.1 Etapa de saturación

Durante la etapa de saturación, se observó que cuando la B de Skempton se acerca a la unidad ($B \geq 0.96$), las V_p medidas con los elementos de compresión tienen velocidades alrededor de 1500 m/s, es decir, la velocidad a la que viajan las ondas de compresión a través del agua. La medición de las velocidades de onda de compresión durante la etapa de saturación es una manera indirecta de verificar la saturación del espécimen, para $B \cong 1$, $V_p \cong 1500$ m/s.

Por otra parte, las V_s medidas con los elementos de flexión son poco sensibles al aumentar la B, lo que significa que la velocidad de onda de corte viaja a través del suelo y sólo depende del estado de esfuerzos.

Además, con las V_p y V_s es posible calcular el cociente de Poisson, ν , éste tiende a 0.5 cuando el S_r tiende a 100%.

6.2 Muestras consolidadas isótopamente

Durante la etapa de consolidación, las V_p medidas con los elementos de compresión en los especímenes de suelo resultaron ser insensibles al incremento del esfuerzo ya que los especímenes estaban saturados.

Las V_s medidas con los elementos de flexión están relacionadas linealmente con el esfuerzo octahédrico aplicado. Además, para las muestras en las que se definen claramente la rama preconsolidada y la rama virgen, se presenta un punto en el que cambia la pendiente de V_s , dicho punto coincide aproximadamente con el esfuerzo de preconsolidación (σ_{pc}). También, se observó que cuando el índice de plasticidad disminuye, las V_s aumentan.

Las V_s que se midieron en la rama de descarga–recarga definen dos líneas de tendencia las cuales corresponden a un suelo preconsolidado cuya pendiente disminuye al aumentar los ciclos de descarga-recarga aplicados al espécimen debido a que el suelo se endurece.

6.3 Muestras consolidadas anisótopamente

Los ensayos en especímenes de suelo con consolidación anisótropa se realizan en dos etapas: En la etapa inicial se le aplican dos o tres esfuerzos isótopos, para alejar la línea de falla de la línea en donde se cumple la relación $\sigma'_h / \sigma'_v = 0.5$. En la segunda etapa, se aplican al espécimen esfuerzos axiales hasta que la trayectoria de esfuerzos alcance la línea teórica. Posteriormente, se le aplican al espécimen esfuerzos axiales y/o confinantes a fin de continuar la trayectoria de esfuerzos sobre la línea teórica definida como K_0 hasta llegar al esfuerzo σ'_1 programado.

Las V_p medidas con los elementos de compresión fueron insensibles al incremento del esfuerzo octahédrico en las dos etapas de consolidación, con un valor alrededor de 1500 m/s lo cual se debe a que los especímenes se encontraban saturados. Las V_s medidas con los elementos de flexión se relacionan linealmente al incrementarse el esfuerzo octahédrico.

De acuerdo con los datos experimentales, las V_s medidas muestran dos pendientes, es decir, la relación entre el esfuerzo octahédrico y la velocidad de onda de corte es diferente cuando al espécimen se consolida isótopa y anisótopamente, lo cual indica

que para un mismo esfuerzo se obtienen valores de velocidades mayores cuando el espécimen se consolida anisótricamente. Ambas son relaciones casi lineales, pero la pendiente de las V_s medidas durante la consolidación isotropa es más suave que la pendiente medida durante la consolidación anisótropa. Esto indica que la muestra se endurece más cuando ocurre el segundo tipo de consolidación.

Además se observa es que si el índice de plasticidad de los especímenes disminuye, las V_s crecen.

6.4 Módulo de rigidez al corte

Se obtuvieron curvas de módulo de rigidez-deformación angular con diferentes técnicas de laboratorio (Los elementos de flexión, la columna resonante y la cámara triaxial estática). Se observa que para los especímenes de suelo con mayores índices de plasticidad, la deformación umbral es mayor, es decir, el módulo de rigidez permanece prácticamente constante hasta una deformación angular igual a $10^{-3}\%$. Para los especímenes con menor índice de plasticidad, la degradación del módulo de rigidez se corre a la izquierda hasta una deformación angular menor, del orden de $10^{-4}\%$

6.5 Aplicaciones

Desde el punto de vista práctico el contar con equipos triaxiales estáticos instrumentados con cristales piezoeléctricos permite estimar parámetros dinámicos que no es posible obtener con un equipo triaxial convencional. Con estos cristales es posible realizar expeditamente lo siguiente:

- Estimar de forma indirecta el grado de saturación del espécimen de suelo a través de V_p .
- Calcular los módulos elásticos a bajos niveles de deformaciones.
- Conocer la relación de Poisson en el rango lineal.
- Evaluar la influencia del esfuerzo octahédrico de consolidación en los valores de V_p y principalmente V_s .

Otra aplicación de interés geotécnico es la propuesta por Valle Molina (2006) y Valle Molina y Stokoe (2012), la cual consiste en medir V_p y V_s en especímenes de suelo durante la etapa de saturación y con ello estimar la presencia de gas. Esta cuantificación

se puede estudiar teóricamente a partir de la relación entre los parámetros de B de Skempton y el grado de saturación (S_r).

La instrumentación de la cámara triaxial y el sistema de medición que se utilizó en este trabajo es de gran utilidad para la caracterización de suelos, en especial si se trata de suelos cohesivos, ya que es más sencillo realizar las adecuaciones a la probeta para la colocación de los cristales piezoeléctricos. Una de las ventajas de este sistema de medición es que a partir de las velocidades de propagación de onda se pueden estimar parámetros que tradicionalmente se obtienen con otros equipos de laboratorio.

Por lo anterior, es recomendable instrumentar con cristales piezoeléctricos otros equipos de laboratorio, por ejemplo, en la columna resonante se podría comparar directamente el módulo de rigidez al corte y la velocidad de onda corte obtenida con los cristales piezoeléctricos y los resultados obtenidos durante la etapa de ensaye. Otro equipo de laboratorio que pudiera instrumentarse con cristales piezoeléctricos es el consolidómetro y la celda Rowe, con ello se podría principalmente observar el comportamiento de las V_s al variar el esfuerzo octahédrico y en el caso de la celda Rowe, además se puede observar el comportamiento de las velocidades de propagación en la etapa de saturación.

Recientemente en el laboratorio de Geotecnia del Instituto de Ingeniería se ha mejorado el generador de funciones por lo que ahora es posible generar otros patrones de excitación, tales como el “pulso”, mediante una onda cuadrada. Lo anterior permite encontrar correlaciones entre las mediciones realizadas con un tren de ondas senoidales y un pulso, además de observar las diferencias entre los resultados obtenidos con un tipo de excitación continua y un pulso, ello podría ayudar a definir un criterio válido para los arribos de las ondas, ello a su vez repercute en el cálculo de las velocidades de onda. Lo anterior requiere de un análisis a conciencia y una amplia gama de mediciones con ambos tipos de onda, lo cual puede ser realizado en futuras investigaciones.

Es importante mencionar que la metodología para el tratamiento de los cristales piezoeléctricos es importante, ya que de ello depende su correcto funcionamiento, el periodo de vida útil de los mismos, y la confiabilidad de los datos registrados. También es recomendable realizar un programa de visualización de señales que facilite el análisis post-proceso, lo cual puede ser implementado en futuras investigaciones.

REFERENCIA

Allen, F.N., Richart, F.E. Jr, and Woods, R.D., (1980), "Fluid Wave Propagation in Saturated and Nearly Saturated Sands," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, GT3, pp 235-254.

Arroyo, M., Muir Wood, D, & Greening P.P. (2003), "Source near-field effects and pulse test in soil samples", Géotechnique 53, No 3, pp 337-345.

ASTM D 2216-98., (2000), Standard Test methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass, American Section of the International Association for Testing Materials.

ASTM D 2487-00., (2000), Standard Practice for Classification of soil for Engineering purposes (Unified Soil Classification System), *American Section of the International Association for Testing Materials.*

ASTM D 2488-00., (2000), Standard Practice for Description and identification of soils (Visual-Manual), *American Section of the International Association for Testing Materials.*

ASTM D 4318-00., (2000), Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, American Section of the International Association for Testing Materials.

ASTM D 854-02., (2000), Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solid by Water Pycnometer, *American Section of the International Association for Testing Materials.*

Bishop, A and Hight, DW (1977), "The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions", Géotechnique, Vol. 27, No. 3.

Black, D.K, and Lee, K.L., (1973), "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure," Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 99, SM1, pp 75-93.

Brignoli, E., Gotti, M., and Stokoe, K., H. II, (1996), "Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers" *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 19, No4, December, pp 384-397.

Cascante, G. and Santamarina, J. C., (1996). "Interparticle contact behaviour and wave propagation". *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 122, No. 10, pp 831-839.

Dyvik, R., and Madshus, C., (1985), "Lab Measurements of G_{max} using Bender Elements," *Proceedings of the ASCE Annual Convention on Advances in the art of Testing Soils Under Cyclic Conditions*, Detroit, pp 186- 196.

Dyvik, R., and Olsen, TS, (1987), " G_{max} Measurements in Oedometer and DSS using Bender Elements". *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio de Janeiro, pp 39-42.

Fam, M. and Santamarina, J.C. (1997). "A Study of Consolidation Using Mechanical and Electromagnetic Waves". *Geotechnique*, vol. 47, no. 2, pp. 203-216.

Flores C., O., (2008), "Módulo de rigidez y relación de Poisson dinámicos obtenidos de mediciones en la franja del tercio medio en probetas de suelo granular". Tesis Doctoral, Universidad Nacional Autónoma de México.

Flores, M., Ovando E. y Valle C. (2010). Propagación de ondas dinámicas en muestras de suelos en una cámara triaxial. XXV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica. Vol. 1. pp. 277-281. México, Acapulco Gro.

Flores, M.,(2013). "Microprospección de ondas dinámicas en muestras de suelo en una cámara triaxial". México, D.F. Tesis de doctorado en Ingeniería Geotécnica, Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional Autónoma de México, pp 50-60.

Foti, S., Lai, C.G., and Lancellotta, R., (2002). "Porosity of fluidsaturated porous media from measured seismic wave velocities". *Géotechnique*, 52(5): 359–373.

Hamilton, E. L., (1963), "Sediment Sound Velocity Measured In Situ from TRIESTE," *Journal of Geophysics Res.*, Vol. 68, pp 5991-5994.

Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. 1972b. "Shear modulus and damping in soils: design equations and curves". Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, 98(SM7): 667–692.

Hardin, B. O., (1978), "The Nature of Stress-Strain Behavior of Soils". Proc., Geotechnical Engineering Div. Specialty Conf. on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, ASCE, Pasadena, June, pp, 3-90.

Head, K.H., (1986), "Manual of Soil Laboratory Testing", Volume 3, Pentech Press, 498 pp.

Ishihara, K., (1967), "Propagation of Compression Waves in a Saturated Soil", Proceedings of an International Symposium on Wave Propagation and Dynamic of Earth Materials, ASCE, University of New Mexico Press, Albuquerque New Mexico, pp 451-467.

Ishihara, K, Huang, Y., and Tsuchiya, H., (1998), "Liquefaction Resistance of Nearly Saturated Sand Correlated with Longitudinal Wave Velocity". Poromechanics, Balkema, pp 583 -586.

Jovicic, V., Coop, M.R., and Simic, M., (1996), "Objective Criteria for Determining G_{max} from Bender Elements Tests," Geotechnique, Vol. 46, No. 2, pp. 357-362.

Jovicic, V., and Coop, M.R., (1998), "The Measurement of Stiffness Anisotropy in Clays with Bender Elements in the Triaxial Apparatus," Geotechnical Testing Journal, Vol. 21, No. 1, pp. 3-10.

Lagunas T., A.I., (1992) "Comportamiento de una arena con caolín ensayada en un sistema triaxial automático". Tesis de Maestría, F.I., Universidad Nacional Autónoma de México.

Lawrence, F.V., (1963), "Propagation Velocity of Ultrasonic Waves through Sand," MIT Research Report R63-8, March.

Lade, P.V., and Hernandez, S.B., (1977), "Membrane Penetration Effects in Undrained Tests", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, GT2, pp 109-125.

Newmark, N.M, and Rosenblueth, E., (1971), "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice Hall, 640 pp.

Richart, F.E., Jr., Hall, J.R., Jr. and Woods, R.D., (1970), "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.

Sanchez A., J.A. (2013). "Determinación de la relación de Poisson dinámica en suelos granulares utilizando cristales piezoeléctricos y mediciones locales". Tesis de Maestría, F.I., Universidad Nacional Autónoma de México.

Sanchez-Salinerio, I., Roesset, J.M., and Stokoe, K.H., II. (1986). "Analytical studies of body wave propagation and attenuation". Civil Engineering Department, The University of Texas at Austin, Austin, Tex. Geotechnical Engineering Report No.GR86-15.

Santamarina, J.C., Klein, K., and Fam, M., (2001), "Soils and Waves", Wiley Sons, pp. 488.

Schuurman, I. E. (1966), "The Compressibility of an Air/Water Mixture and a Theoretical Relation between Air and Water Pressures," *Geotechnique*, Vol.16, No. 4, pp. 269-281.

Shirley, D.J, Anderson, A.L., and Hampton, L.D.,(1973), "In situ measurements of Sediment sound Speed Under Coring", ARL-TR-73-1, Applied Research Lab, The University of Texas at Austin, pp 88.

Shirley, D.J, and Anderson, A.L.,(1975), "Acoustical and Engineering Properties of Sediments", ARL-TR-75-58, Applied Research Lab, The University of Texas at Austin. pp73.

Shirley, D.J., and Hampton, L.D., (1978). "Shear-wave Measurements in Laboratory Sediments," *The Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 63, No 2, February, pp 607-613.

Skempton, A. W. (1954), "The Pore-Pressure Coefficients A and B," *Geotechnique*, Vol. 4, No. 4, pp. 143-147.

Stokoe, K.H. and Valle-Molina C., (2012), "Seismic Measurements in Sand Specimens Varying Degrees of Saturation Using Piezoelectric Transducers", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.49-6, pp671-685.

Tamura, S, Tokimatsu, K, Abe, A and Sato, M., (2002). "Effects of the Air Bubbles on B Value and P Wave Velocity of a Partially Saturated Sand," "Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol. 42, No.1, pp.121-129.

Taylor, D. W. (1948). "Fundamentals of soil mechanics". John Wiley & Son, New York, pp. 700.

Valderrama. A. Y., Calderón R. C y Ovando S. E. (2002). Desarrollo de un equipo triaxial automatizado. XXI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. México, Querétaro.

Valle, C, and Stokoe K.H., (2003), "Laboratory Measurements of the Dynamic Properties of Intact and Remolded Offshore Clays from Campeche Bay" , Proceedings Offshore Mechanics and Arctic Engineering Conference, OMAE'2003, American Society of Mechanical Engineers, Paper No.37248, Workshop of Offshore Geotechnics, Can Cun, Mexico, June.

Valle-Molina, C., (2006), "Measurements of Vp and Vs in Dry, Unsaturated and Saturated Sand Specimens with Piezoelectric Transducers," Ph, D. Dissertation, Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering, The University of Texas at Austin, pp433.

Valle-Molina, C, and Stokoe, K.H. (2012), "Seismic Measurements in Sand Specimens Varying Degrees of Saturation Using Piezoelectric Transducers". Canadian Geotechnical Journal, 49-6, pp 671-685.

Viggiani, G., Atkinson, JH, (1995), "Interpretation of bender elements tests", Géotechnique 45, No 1, pp 149-154.