



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

MEDICIÓN DE LOS VALORES DE VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (V_s) EN SUELOS
PROVENIENTES DEL EX LAGO DE TEXCOCO

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
CLAUDIA PAULINA CHAMORRO ZURITA

TUTOR PRINCIPAL
DR. EFRAÍN OVANDO SHELLEY
INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO, AGOSTO 2016

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Rigoberto Rivera Constantino

Secretario: Dr. Osvaldo Flores Castrellón

Vocal: Dr. Efraín Ovando Shelley

1 er. Suplente: Dr. Mario Flores Guzmán

2 do. Suplente: Dra. Alexandra Ossa López

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

Dr. Efraín Ovando Shelley

FIRMA

A mis padres, para quienes la distancia nunca implicó lejanía.

A Alfonso, por su amistad y apoyo incondicional.

*A Gabriel y Martín, sepan que el único límite
es el que se impone uno mismo.*

Expreso mi agradecimiento a la Secretaría de Educación Superior, Ciencia, Tecnología e Innovación SENESCYT de la república del Ecuador, por haber financiado a través del programa de becas el presente trabajo. Así como al Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México por permitirme desarrollarlo en el Laboratorio de Mecánica de Suelos.

De manera especial agradezco al Dr. Efraín Ovando, por su confianza y orientación; al Dr. Osvaldo Flores por su apoyo en el laboratorio; al Dr. Mario Flores por su acertada guía en cada etapa del trabajo experimental, a los Dres. Alexandra Ossa y Rigoberto Rivera, por los valiosos comentarios y sugerencias que permitieron mejorar el documento.

RESUMEN

Existen fenómenos naturales o antropogénicos que producen vibraciones y que afectan los sistemas de ingeniería civil, como sismos, vibración de maquinarias, hincado de pilotes, explosiones, tráfico pesado, todos los cuales inducen cargas estáticas rápidas o cargas cíclicas. Para evaluar el efecto de dichas cargas, es necesario entender y medir cuantitativamente las propiedades dinámicas y cíclicas de los suelos involucrados. Uno de los parámetros más importantes es el módulo cortante a muy pequeñas deformaciones (G_0). En este trabajo se presenta una técnica no convencional para determinar el valor de G_0 a través de la medición de velocidad de ondas de corte (V_s) utilizando dos consolidómetros de palanca instrumentados con cristales piezoeléctricos de flexión y compresión, en sus correspondientes cabezales y pedestales. El primer consolidómetro es del tipo tradicional de palanca, existente en el Instituto de Ingeniería, que permite una deformación axial total de 12 mm. El segundo consolidómetro fue diseñado y fabricado para permitir una deformación axial total de 25 mm. Se fabricaron dos cazuelas de consolidación de lucita con base de aluminio de dimensiones tales que permitan alojar probetas de 9.86 cm de diámetro y 9.00 cm de altura, así como los correspondientes cabezales, pedestales y piedras porosas del mismo diámetro de las probetas.

Se recuperaron muestras del ex lago de Texcoco y se ensayaron en los equipos descritos, utilizando como anillo de consolidación el mismo tubo shelby con el que se extrajo cada muestra inalterada.

Finalmente se compararon los valores de V_s obtenidos del método propuesto, con los valores provenientes de ensayos de sonda suspendida efectuados en el sitio, así como también con los ensayos de laboratorio en los equipos de columna resonante y triaxial neumática instrumentada. Se encontró que los valores obtenidos con las técnicas analizadas son muy similares a aquellos obtenidos con la técnica propuesta, por lo que se puede considerar como válida.

ABSTRACT

There are natural or anthropogenic phenomena that produce vibrations that affect civil engineering systems, such as earthquakes, vibration machinery, pile driving, explosions, heavy traffic, all of which induce rapid static charges or cyclic loads. In order to evaluate the effect of such loads, it is necessary to understand and quantitatively measure the dynamics and cyclical properties of soils involved. One of the most important parameters is the shear modulus at very small deformation (G_0).

In this work an unconventional technique is presented for determining the value of G_0 through measuring the velocity of shear waves (V_s) using two oedometers lever instrumented with piezoelectric crystals bending and compression in the corresponding heads and pedestals. The first is the traditional type oedometer leverage existing at the Institute of Engineering, which allows total axial deformation of 12 mm. The second oedometer was designed and manufactured to allow full axial deformation of 25 mm. Two pans consolidation lucite based aluminum accommodate such dimensions to allow specimens 9.86 cm in diameter and 9.00 cm, and the corresponding heads, pedestals and porous stones of the same diameter of the test pieces were manufactured.

Samples of former Lake Texcoco were recovered and tested in the described equipment, using the same consolidation ring shelby tube with which each sample was extracted unchanged.

Finally V_s values obtained from the proposed method, with values from suspended probe tests carried out on the site, as well as with laboratory tests on pneumatic equipment and triaxial resonant column instrumented were compared. It was found that the values obtained with the techniques discussed are very similar to those obtained with the proposed technique, which can be considered as valid.

MEDICIÓN DE LOS VALORES DE VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE (V_s) EN SUELOS PROVENIENTES DEL EX LAGO DE TEXCOCO

CONTENIDO

RESUMEN	I
ABSTRACT	II
NOMENCLATURA	VI
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE FOTOGRAFÍAS	X
LISTA DE TABLAS	XI
CAPÍTULO 1.	1
INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	2
CAPÍTULO 2.	3
JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE	3
2.1. Justificación	3
2.2. Alcance	3
CAPÍTULO 3.	5
ESTADO DEL ARTE	5
3.1. Medición del módulo cortante a muy pequeñas deformaciones	5
3.2. Relaciones empíricas existentes para determinar el módulo a muy pequeñas deformaciones.	8
CAPÍTULO 4.	11
EQUIPO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.....	11
4.1. Consolidómetros	11
4.2. Conexión de cristales piezoeléctricos e instrumentación de pedestal y cabezal....	14
4.3. Montaje	16
4.4. Diseño del programa de cargas y proceso de consolidación.....	17
4.5. Señal de entrada y tiempo de arribo.....	18
4.6. Medición de velocidad de propagación de ondas de corte y de compresión	20
4.7. Algunos factores que afectan al ensayo con cristales piezoeléctricos	21

4.8. Estimación de la frecuencia predominante del sistema y cálculo del parámetro R_d .	22
CAPÍTULO 5.	24
PROCESAMIENTO DE DATOS Y ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD	24
5.1. Muestras utilizadas, clasificación SUCS y propiedades índice	24
5.2. Cálculo de los esfuerzos totales y efectivos de campo	26
5.3. Compresibilidad	28
5.4. Comportamiento de la velocidad de propagación de ondas	40
5.4.1. Velocidad de las ondas de corte (V_s)	40
5.4.2. Velocidad de las ondas de compresión (V_p)	42
5.5. Relación entre frecuencia de entrada y velocidad de onda cortante (V_s)	44
5.6. Determinación de la frecuencia dominante del sistema y cálculo del factor R_d	48
5.7. Comportamiento de la velocidad de onda cortante con la frecuencia de entrada de 4 kHz	50
5.8. Cálculo del módulo de rigidez al cortante máximo (G_0) para cada incremento del esfuerzo efectivo.	53
CAPÍTULO 6.	55
CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DINÁMICOS CORRESPONDIENTES A LAS CONDICIONES DE ESFUERZO DE CAMPO.	55
6.1. Velocidad de onda cortante correspondiente al esfuerzo efectivo de campo.	55
6.2. Cálculo del módulo de rigidez al cortante máximo (G_0)	55
6.3. Comparación de los valores de velocidad de onda cortante obtenidos con diferentes métodos	56
CAPÍTULO 7.	62
CORRELACIONES ENCONTRADAS PARA EL ESTADO DE ESFUERZOS DE CAMPO	62
7.1. Relación entre la velocidad de onda cortante V_s y la relación de preconsolidación OCR	62
7.2. Relación entre el módulo de rigidez al cortante máximo G_0 y la relación de preconsolidación OCR	62
7.3. Relación entre el esfuerzo de preconsolidación y el módulo G_0	63
CAPÍTULO 8.	64
CORRELACIONES ENCONTRADAS PARA LOS ESTADOS DE ESFUERZOS INDUCIDOS EN LABORATORIO	64
8.1. Variación del módulo G_0 con la relación de vacíos	64
8.2. Variación del módulo G_0 con el esfuerzo equivalente σ'_e	65
8.3. Normalización del módulo G_0 y su variación con el índice de liquidez	67

8.4. Variación del módulo G_0 con el índice de vacíos	68
CAPÍTULO 9.	70
CONCLUSIONES.....	70
CAPÍTULO 10.	71
REFERENCIAS	71

NOMENCLATURA

G_0	módulo de rigidez al cortante a muy pequeñas deformaciones
V_s	velocidad de ondas de corte
t_{100}	tiempo correspondiente al 100% de la consolidación primaria
OCR	relación de preconsolidación
σ'_p	esfuerzo de preconsolidación
V_p	velocidad de ondas de compresión
VSS	muy pequeñas deformaciones
SS	pequeñas deformaciones
LS	grandes deformaciones
$G_{m\acute{a}x}$	módulo de rigidez al cortante máximo
G	módulo de rigidez al cortante
ρ	densidad del suelo
σ'	esfuerzo efectivo medio
e	relación de vacíos
A	constantes que dependen de la naturaleza del suelo y de la deformación actual
n	constantes que dependen de la naturaleza del suelo y de la deformación actual
σ_r	presión de referencia
G_{nc}	rigidez de una muestra normalmente consolidada a la misma deformación y mismo esfuerzo efectivo medio
R_0	OCR
m	constante
R^2	coeficiente de correlación
σ	desviación estándar
S	coeficiente adimensional que depende de la naturaleza del suelo
$f(v)$	función del volumen específico
p_a	presión atmosférica
k	constantes del material
S_{vh}	constante de material que refleja la estructura del suelo
$f(e)$	función de la relación de vacíos
σ'_v	esfuerzo efectivo en la dirección de propagación de las ondas cortantes
σ'_h	esfuerzo efectivo en dirección del movimiento de las partículas
nv	constantes
$n\dot{h}$	constantes
K_0	coeficiente de empuje de tierras en reposo
Rd	Parámetro que relaciona la distancia de viaje de la onda cortante con la longitud de onda
f_0	frecuencia fundamental del sistema
nF	nanofaradios
a	amplitud
ω	pseudo frecuencia
θ	origen de la fase
d	distancia entre los elementos de flexión o de compresión
Δt	tiempo de viaje de la onda a través de la muestra de suelo
t_r	tiempo de retraso

kHz	kilohertzios
Hz	hertzios
λ	longitud de onda
w_L	límite líquido
w_P	límite plástico
w_N	humedad natural
IP	índice plástico
IL	índice de liquidez
SUCS	sistema unificado de clasificación de suelos
μ	presión de poro
σ	esfuerzo total
c_c	índice de compresión
c_r	índice de recompresión
c'_c	coeficiente de compresión
c'_r	coeficiente de recompresión
a_v	coeficiente de compresibilidad
Δe	diferencia de relación de vacíos
$\Delta \sigma'$	diferencia de esfuerzo efectivo
m_v	módulo de compresibilidad volumétrico
Sds-1 Ed	ensayo de sonda suspendida efectuado en el sector de edificios
K	coeficiente de anisotropía
σ'_e	esfuerzo equivalente
I_v	índice de vacíos
e^*100	relación de vacíos correspondiente al esfuerzo efectivo de 100 kPa
e^*1000	relación de vacíos correspondiente al esfuerzo efectivo de 1000 kPa

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1. Categorías de nivel de deformación y límites (después de Atkinson y Sallfors, 1991)...	6
Figura 3.2. Degradación del módulo G normalizado respecto a $G_{\text{máx}}$ (modificado de Iwasaki <i>et al.</i> , 1978).....	6
Figura 3.3. Valores de la función $f(\epsilon)$ para suelos arcillosos (Anh Minh, 2006).....	10
Figura 4.1. Diseño de cabezal, pedestal y cazuela para consolidómetro de palanca.....	13
Figura 4.2. Formas típicas de señal de pulso.....	18
Figura 4.3. Señales emisora y receptora, puntos característicos para tiempo de arribo.....	19
Figura 5.1. Esfuerzos de campo total y efectivo. Presión de poro.....	27
Figura 5.2. Índices y coeficientes de compresión y recompresión.....	29
Figura 5.3. Método de Casagrande para determinar el esfuerzo de preconsolidación.....	30
Figura 5.4. Curva de compresibilidad, escala aritmética.....	31
Figura 5.5. Variación de los parámetros de compresibilidad con la profundidad.....	32
Figura 5.6. Curva de compresibilidad, ensayo P-1.....	33
Figura 5.7. Curva de compresibilidad, ensayo P-2/P-8.....	34
Figura 5.8. Curva de compresibilidad, ensayo P-3.....	35
Figura 5.9. Curva de compresibilidad, ensayo P-4.....	36
Figura 5.10. Curva de compresibilidad, ensayo P-5.....	37
Figura 5.11. Curva de compresibilidad, ensayo P-6.....	37
Figura 5.12. Curva de compresibilidad, ensayo P-8.....	38
Figura 5.13. Curva de compresibilidad, ensayo P-9.....	39
Figura 5.14. Curva de compresibilidad, muestra 19 (C) del sondeo BHMA-05B.....	39
Figura 5.15. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda cortante para las diferentes frecuencias de excitación.....	42
Figura 5.16. Relación del esfuerzo efectivo contra V_s para todas las frecuencias de excitación.....	42
Figura 5.17. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda de compresión para las frecuencias de 40 y 60 kHz de la muestra P-9 (BHMA-16).....	43
Figura 5.18. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda de compresión.....	44
Figura 5.19. Curvas de frecuencia contra velocidad de onda cortante para las muestras ensayadas (Final).....	47
Figura 5.20. Curvas de frecuencia de excitación contra cociente espectral.....	48
Figura 5.21. Relación entre el factor R_d y la frecuencia de entrada.....	50
Figura 5.22. Variación de la velocidad de onda cortante con el incremento de esfuerzo efectivo en la rama preconsolidada.....	51
Figura 5.23. Variación de la velocidad de onda cortante con el incremento de esfuerzo efectivo en la rama normalmente consolidada.....	52
Figura 5.24. Variación del módulo de rigidez al cortante con el incremento de esfuerzo efectivo..	53
Figura 6.1. Ubicación de sondeos y ensayos de sonda suspendida.....	57
Figura 6.2. Velocidad de onda cortante, comparación del método de sonda suspendida y odómetro instrumentado.....	58
Figura 6.3. Comparación de V_s obtenidas en condiciones K_0 y con anisotropía ($K=0.4$, $K=0.6$ y $K=1$).....	59
Figura 6.4. Comparación de G_0 obtenidos en condiciones K_0 y con anisotropía ($K=0.4$, $K=0.6$ y $K=1$).....	60
Figura 6.5. Comparación de los valores de G_0 obtenidos en la columna resonante y en el consolidómetro instrumentado.....	61
Figura 7.1. Relación entre OCR y V_s	62
Figura 7.2. Relación entre OCR y G_0 de campo.....	63
Figura 7.3. Relación entre σ'_p y G_0	63
Figura 8.1. Variación de G_0 con la relación de vacíos en la etapa de carga.....	65
Figura 8.2. Determinación del esfuerzo equivalente.....	65

Figura 8.3 Variación de G_0 con el esfuerzo equivalente	67
Figura 8.4. Variación de G_0/σ'_p con respecto al índice de liquidez	67
Figura 8.5. Índice de vacíos contra esfuerzo efectivo.....	68
Figura 8.6. Variación del módulo G_0 con el Índice de vacíos	69

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 4.1. Equipo de consolidación diseñado para permitir una deformación axial de 25 mm.	12
Fotografía 4.2. Cabezal y pedestal instrumentados y sus respectivas piedras porosas	12
Fotografía 4.3. Proceso de encapsulado de cristales piezoeléctricos previo a la instrumentación del cabezal y pedestal.	15
Fotografía 4.4. Proceso de montaje.....	17
Fotografía 5.5. Muestra y tubo shelby del ensayo P-2/P-8 antes y después del montaje.....	28
Fotografía 5.6. Muestra y tubo shelby del ensayo P-3 antes del montaje y durante su ejecución. ...	28

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1 Categorías de nivel de deformación y límites (después de Atkinson y Sallfors, 1991).....	5
Tabla 4.1. Tiempo de arribo estimado para la Figura 4.3	20
Tabla 5.1. Muestras ensayadas	24
Tabla 5.2. Límites de consistencia y clasificación SUCS	25
Tabla 5.3. Propiedades índice y relaciones volumétricas.....	25
Tabla 5.4. Cálculo de esfuerzos totales y efectivos de campo.....	26
Tabla 5.5. Esfuerzo de preconsolidación y OCR.....	30
Tabla 5.6. Parámetros de compresibilidad	32
Tabla 6.1. Velocidad de onda cortante de campo en m/s	55
Tabla 6.2. Módulo de rigidez al cortante G_0 correspondiente al esfuerzo efectivo de campo.....	56

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

El ensayo tradicional de consolidación unidimensional (prueba de incrementos de carga) se ha usado comúnmente para determinar las propiedades de compresibilidad de suelos arcillosos. Su interpretación se basa en la teoría propuesta por Terzaghi a principios de la década de 1920. Como su nombre sugiere, la carga se aplica en incrementos y se miden las deformaciones verticales producidas en función del tiempo para cada incremento. El coeficiente de consolidación puede determinarse usando métodos de ajuste para curvas, como el de Casagrande (logaritmo del tiempo) o el de Taylor (de la raíz cuadrada). La deformación de equilibrio para cada etapa de carga se determina de las mediciones realizadas. Cada punto se compone de un valor de carga (o esfuerzo efectivo) y su correspondiente valor de deformación de equilibrio, con estos puntos se grafica la curva esfuerzo – deformación. Típicamente un incremento de carga dura 24 horas, pero dependiendo de las características del suelo a ensayar este tiempo puede incrementarse, lo deseable es que se defina claramente la consolidación secundaria en la curva deformación – log(tiempo) para con esto determinar el tiempo en el cual se alcanzó el 100% de la consolidación primaria (t_{100} del método de Casagrande).

Por otro lado, hay un número de fenómenos naturales o antropogénicos tales como sismos, vibración de maquinarias, hincado de pilas o pilotes, explosiones, tráfico pesado, que inducen cargas monotónicas rápidas o cargas cíclicas que afectan las obras de ingeniería civil. Para evaluar el efecto de dichas cargas, es necesario entender y medir cuantitativamente las propiedades dinámicas y cíclicas de los suelos involucrados. Uno de los parámetros más importantes es el módulo de rigidez al cortante a muy pequeñas deformaciones (G_0).

Es bien conocido que el módulo cortante (G_0) es función del estado de esfuerzos, de la relación de vacíos o de la relación de preconsolidación (OCR) para suelos arcillosos (Hardin, 1978; Rampello *et al.* 1997). El valor de G_0 varía durante el proceso de consolidación debido al aumento en el esfuerzo efectivo. Muchos investigadores han realizado estudios para determinar la relación entre el módulo cortante a muy pequeñas deformaciones y el estado de consolidación, y con base en sus hallazgos proponen algunas correlaciones empíricas (Shibuya, *et al.* 1997; Viggiani *et al.* 1995).

El valor de G_0 puede obtenerse mediante métodos de laboratorio, tales como el de la columna resonante, pruebas con elementos bender, y métodos de campo como las pruebas de cross hole, down hole y sonda suspendida. La columna resonante permite medir el valor del módulo cortante y la relación de amortiguamiento; sin embargo, este ensayo es costoso y demanda mucho tiempo. Alternativamente se ha encontrado que el valor de G_0 puede obtenerse de la medición de velocidades de onda cortante usando transductores piezoeléctricos también llamados elementos bender (Dyvik y Madshus, 1985). Un elemento

bender es una placa delgada formada por dos láminas que puede ser instrumentada en la mayoría de cámaras triaxiales. Se ha encontrado buena concordancia entre G_0 medido con elementos bender y con la columna resonante (Dyvik y Madshus, 1985; Brignoli *et al.* 1996).

1.2. Objetivos

Los objetivos del presente trabajo son:

1. Determinar la variación de la velocidad de onda cortante (V_s) y del módulo de rigidez al cortante a muy pequeñas deformaciones (G_0) cuando se varía el esfuerzo efectivo, durante las etapas de carga, descarga y recarga de la prueba de consolidación, usando un odómetro modificado e instrumentado con cristales piezoeléctricos.
2. Desarrollar una técnica no convencional para determinar el valor del módulo G_0 usando como anillo de consolidación el tubo shelby en el que se recuperó la muestra de suelo en campo con la finalidad de disminuir su alteración.
3. Recopilar los valores de velocidad de onda cortante (V_s) de los ensayos de compresión triaxial instrumentado con cristales piezoeléctricos, columna resonante y el ensayo de campo de sonda suspendida, que han sido determinados anteriormente en el Instituto de Ingeniería para el proyecto “Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”.
4. Realizar un análisis comparativo entre los valores reportados en la literatura especializada y aquellos obtenidos con la técnica propuesta (odómetro instrumentado con cristales piezoeléctricos).

CAPÍTULO 2. JUSTIFICACIÓN Y ALCANCE

2.1. Justificación

El diseño de la cimentación de una estructura requiere una estimación confiable de la magnitud y tasa de asentamiento. Los edificios y puentes deben diseñarse para resistir los asentamientos estimados diferenciales y totales. Los terraplenes para carreteras deben diseñarse para evitar o al menos minimizar los asentamientos que produzcan superficies irregulares y roturas de pavimento. Conocer el comportamiento de consolidación de la arcilla involucrada es necesario para realizar diseños más seguros y económicos. Además, el comportamiento a muy pequeñas deformaciones es de gran importancia en la ingeniería geotécnica. Una definición precisa de la relación esfuerzo – deformación para deformaciones por cortante en el rango de 0.01% a 0.1% es un prerequisite para predecir movimientos de tierra alrededor de excavaciones profundas y túneles (Burland, 1989), mientras que conocer la rigidez de los suelos a deformaciones en el rango de 0.0001% a 0.001% pueden requerirse en la ingeniería sísmica (Ishihara, 1996).

El presente trabajo intentará demostrar que el valor del módulo cortante a muy pequeñas deformaciones puede no ser constante, pues varía durante el proceso de consolidación en la medida que cambian las condiciones de esfuerzo; y, que el valor de G_0 puede estar relacionado con la historia de esfuerzos y con las condiciones iniciales de la arcilla, principalmente con su esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) y con la relación de preconsolidación (OCR).

2.2. Alcance

De acuerdo con los objetivos planteados, se definieron y ejecutaron las siguientes actividades:

- Se seleccionaron nueve muestras inalteradas obtenidas de sondeos continuos realizados en el ex lago de Texcoco por la empresa Ingeniería Experimental, de profundidades comprendidas entre 9.00 m y 35.00 m, las cuales fueron extraídas en tubos shelby de aluminio para evitar la corrosión y consecuente adhesión del suelo a las paredes del tubo.
- Se determinaron las propiedades índice, como gravedad específica, relación de vacíos, peso volumétrico, porosidad y los límites de consistencia para determinar la clasificación SUCS de las muestras seleccionadas.
- Se diseñaron vectores de carga específicos para cada una de las muestras considerando la profundidad de extracción, y procurando una clara definición del esfuerzo de preconsolidación. Estos vectores fueron diseñados con una etapa de carga, una de descarga y una de recarga.

- Se modificó el tamaño de la cazuela de un equipo de consolidación de palanca existente en el Instituto de Ingeniería y se instrumentó con transductores piezoeléctricos de flexión y compresión.
- Se diseñó y fabricó un equipo de consolidación de palanca para permitir mayor deformación axial del espécimen ensayado con su respectiva cazuela. También fue instrumentado con transductores piezoeléctricos de flexión y compresión.
- Se ejecutaron los ensayos de consolidación de las muestras seleccionadas en los equipos de consolidación descritos, midiendo la velocidad de propagación de onda cortante (V_s) y de onda de compresión (V_p) en cada incremento de esfuerzo efectivo.
- Paralelamente se realizaron cuatro pruebas de consolidación tradicional en muestras gemelas de las seleccionadas, en los equipos pertenecientes al posgrado para comparar la pendiente de la rama normalmente consolidada.

CAPÍTULO 3. ESTADO DEL ARTE

3.1. Medición del módulo cortante a muy pequeñas deformaciones

De investigaciones de campo y laboratorio sobre el comportamiento a pequeñas deformaciones de los suelos resulta que la rigidez bajo carga estática puede ser clasificada de acuerdo a diferentes niveles de deformación. Atkinson y Sallfors (1991) dividieron los niveles de deformación en tres categorías: Muy pequeñas deformaciones (VSS), Pequeñas deformaciones (SS) y Grandes deformaciones (LS), como se muestra en la Tabla 3.1. Se ha demostrado (Burland 1989) que el nivel de deformación en el cual se encuentran las estructuras de ingeniería bajo condiciones normales de operación, en general corresponde al rango de pequeñas deformaciones (SS), por lo tanto, la rigidez a pequeñas deformaciones del suelo es un parámetro clave para definir la respuesta del material a la carga estática. G_0 es también muy importante en el análisis dinámico que permite predecir el comportamiento del suelo durante sismos, explosiones o vibraciones producidas por el tráfico o por maquinarias.

Tabla 3.1 Categorías de nivel de deformación y límites (después de Atkinson y Sallfors, 1991)

Categoría	Límites de deformación (%)
Muy Pequeña Deformación (VSS)	< 0.0001
Pequeña Deformación (SS)	0.0001 a 0.1
Gran Deformación (LS)	>0.1

Las categorías de deformación mostradas en la Tabla 3.1 y sus límites, separan tres zonas de comportamiento del suelo (Figura 3.1). En la primera zona el comportamiento esfuerzo – deformación es linealmente elástico y el valor de G_0 es cercano a una constante en el rango de muy pequeña deformación (VSS). Cuando se supera ligeramente el valor de 0.0001% el comportamiento del suelo se vuelve marcadamente no lineal y los módulos secante y tangente comienzan a degradarse de forma hiperbólica con el incremento de la deformación, esta zona es designada como de pequeña deformación y termina a una deformación de 0.1% aproximadamente. El comienzo de las grandes deformaciones ocurre también a 0.1% aproximadamente, marcando la zona donde los módulos tangente y secante son muy pequeños y el suelo se aproxima a la falla. El módulo en este rango puede ser apenas del 10% al 20% del que se tiene en la región VSS.

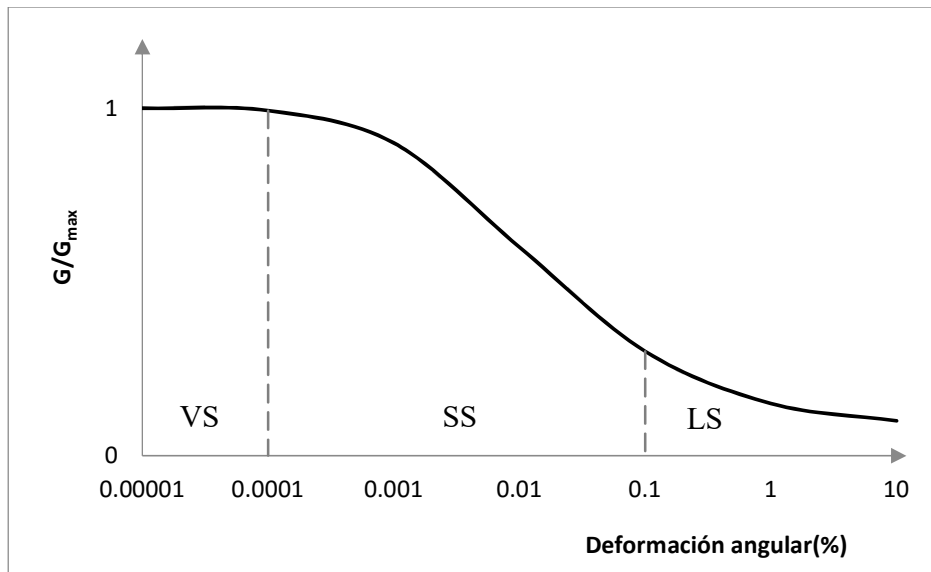


Figura 3.1. Categorías de nivel de deformación y límites (después de Atkinson y Salfors, 1991)

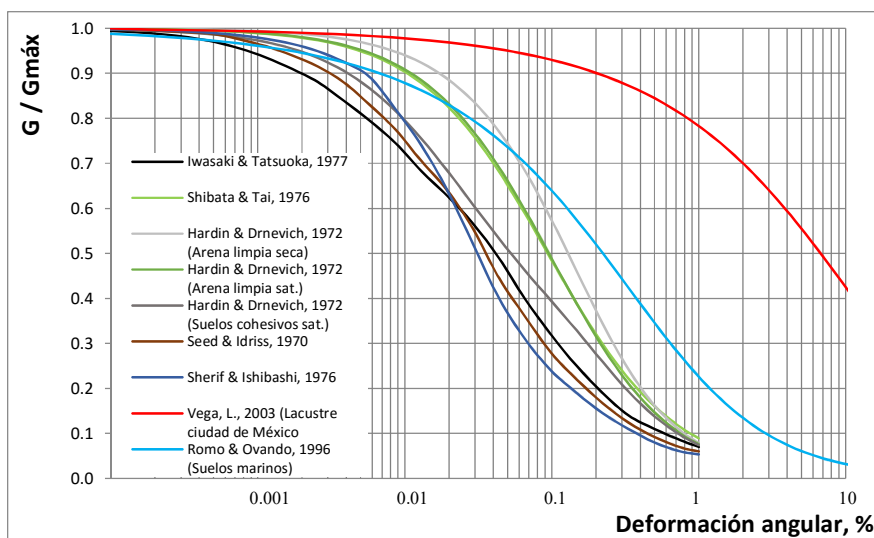


Figura 3.2. Degradación del módulo G normalizado respecto a G_{max} (modificado de Iwasaki *et al.*, 1978)

De acuerdo con (Vega, 2003), por las condiciones especiales de la arcilla del valle de México, en cuanto a su relación de vacíos e índice de plasticidad, el tramo de muy pequeñas deformaciones se extiende considerablemente, lo que desplaza la curva de degradación del módulo de rigidez al cortante hacia la derecha, en relación con las curvas obtenidas para otros tipos de suelo (Figura 3.2).

Existen varios métodos de campo y laboratorio para determinar el módulo cortante a muy pequeñas deformaciones. A continuación se describen aquellos cuyos resultados se usaron en el presente trabajo:

- Columna resonante. Esta prueba puede ser usada para evaluar la rigidez del suelo a deformaciones cortantes que oscilan entre 0.00001% y 0.01% . Sin embargo, como los análisis son basados en la suposición de que el comportamiento del suelo es

lineal y elástico, los resultados de la prueba son estrictamente válidos en la región de muy pequeñas deformaciones (Isenhower, 1979).

- Cristales piezoeléctricos. Involucra la transmisión y recepción de ondas de corte usando pequeños transductores electromecánicos conocidos como elementos bender (Shirley y Hampton, 1977). La principal ventaja de la técnica de elementos bender es que pueden ser instalados en muchos equipos de laboratorio como triaxiales y consolidómetros, eliminando la necesidad de realizar pruebas paralelas en columna resonante. Otra ventaja es que la medición y cálculo de G_0 es mucho más rápida y fácil que en la columna resonante y el módulo cortante a pequeñas y grandes deformaciones puede ser comparado directamente en el mismo espécimen. Sin embargo, en la prueba de elementos bender las deformaciones no son constantes a través de toda la muestra debido al amortiguamiento geométrico y del material. La técnica de elementos bender es relativamente fácil de ejecutar y es un método directo para determinar el módulo cortante a muy pequeñas deformaciones, es decir, en el rango lineal. El elemento emisor es excitado con un cambio en el voltaje que causa que este se flexione, lo cual propaga una onda de corte a través de la muestra. Esta onda causa que el elemento receptor se flexione, produciendo un cambio en el voltaje que es registrado en un osciloscopio digital. La determinación de la velocidad de propagación se obtiene dividiendo la distancia de viaje de la onda entre el tiempo que tarda en ir desde el cristal emisor hasta el cristal receptor. El módulo cortante G_0 a muy pequeñas deformaciones en un cuerpo elástico está relacionado con la velocidad de onda cortante por la ecuación 3.1.

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (3.1)$$

Donde ρ = densidad del suelo, V_s = velocidad de onda cortante.

- Pruebas de campo. La velocidad de ondas cortantes pueden ser medidas en la superficie del terreno, usando técnicas de refracción o de ondas Rayleigh, y a profundidad usando las técnicas de cross hole o down hole (Stokoe et al., 1972; Anderson et al., 1975). La sonda suspendida es un método de reciente utilización. Consiste en una sonda acústica de baja frecuencia que combina una fuente de martillo y dos geófonos separados por filtros de tubo flexible. Los geófonos están separados a una distancia de 1.00 m entre ellos. Con este equipo se pueden medir las velocidades de corte (V_s) y de compresión (V_p) en profundidades de hasta 100 metros, sin que se presente ruido o interferencia, puesto que los geófonos se mueven conjuntamente con el martillo (Juárez, 2014).

3.2. Relaciones empíricas existentes para determinar el módulo a muy pequeñas deformaciones.

Como se describió previamente, las variables de estado que tienen gran impacto en el módulo a muy pequeñas deformaciones son el esfuerzo efectivo medio σ' , la relación de vacíos e , y la relación de preconsolidación OCR. Muchos investigadores han presentado diferentes expresiones empíricas para G_0 con base en los resultados de ensayos de laboratorio.

Para arenas, Wroth y Houlsby (1985) propusieron una expresión general que relaciona el módulo cortante con el esfuerzo efectivo medio, esta expresión es:

$$\frac{G}{\sigma_r} = A \left(\frac{\sigma'}{\sigma_r} \right)^n \quad (3.2)$$

Donde G = módulo cortante, A y n = constantes que dependen de la naturaleza del suelo y de la deformación actual, σ_r = presión de referencia y σ' = esfuerzo efectivo medio.

Los resultados experimentales para pruebas estáticas y dinámicas en arenas indican que el valor de n varía significativamente con la deformación, desde valores cercanos a 0.5 a muy pequeña deformación hasta 1.0 a gran deformación. Hardin y Black (1968) asumieron que la misma relación podría mantenerse para arcillas normalmente consolidadas. Viggiani y Atkinson (1995) demostraron que $A = 2088$ y $n = 0.653$ para caolín normalmente consolidado con coeficiente de correlación $R^2 = 0.996$ y desviación estándar $\sigma = 0.009$ si se toma la presión de referencia $\sigma_r = 100$ kPa bajo condiciones isotropas. Además A y n no son constantes para una arcilla específica y dependen de la deformación al cortante.

Después de tomar en consideración el OCR, Atkinson y Little (1988) encontraron que el valor de G/σ' a una deformación específica se incrementa linealmente con el logaritmo de la relación de preconsolidación. Estos resultados pueden ser expresados en la siguiente forma:

$$\frac{G}{\sigma'} = \left(\frac{G}{\sigma'} \right)_{nc} (1 + c \log R_0) \quad (3.3)$$

ó

$$\frac{G}{G_{nc}} = 1 + c \log R_0 \quad (3.4)$$

Donde G_{nc} = rigidez de una muestra normalmente consolidada a la misma deformación y mismo esfuerzo efectivo medio, c = constante del material, R_0 = OCR.

Houlsby y Wroth (1991) encontraron que la variación de la rigidez con el OCR es una función de potencia.

$$\frac{G}{\sigma'} = \left(\frac{G}{\sigma'} \right)_{nc} (R_0^m) \quad (3.5)$$

ó

$$\log\left(\frac{G}{G_{nc}}\right) = m \log R_0 \quad (3.6)$$

Donde m = constante.

Viggiani y Atkinson (1995) encontraron $m = 0.196$ con coeficiente de correlación $R^2 = 0.83$ y desviación estándar $\sigma = 0.021$ con base en sus resultados de laboratorio.

Una expresión más general para G_0 de suelos sujetos a consolidación isótropa fue propuesta por Hardin (1978) que se expresa de la siguiente manera:

$$G_o = Sf(v)OCR^k p_a^{1-n} \sigma'^n \quad (3.7)$$

Donde S = coeficiente adimensional que depende de la naturaleza del suelo, $f(v)$ = función del volumen específico, p_a = presión atmosférica, k y n son constantes del material. Resultados de pruebas en la columna resonante (Hardin y Drnevich, 1972) muestran que n es menor que 1 y k se incrementa de 0 a 0.5 según crece el índice de plasticidad de 0 a 100. Jamiolkowsky *et al.* (1994) propusieron la relación 3.8 que considera el módulo a pequeña deformación en arenas bajo condiciones anisótropas.

$$G_o = S_{vh} f(e) \sigma_r'^{1-nv-nh} \sigma_v'^{nv} \sigma_h'^{nh} \quad (3.8)$$

Donde S_{vh} = constante de material que refleja la estructura del suelo, $f(e)$ = función de la relación de vacíos, σ_v' = esfuerzo efectivo en la dirección de propagación de las ondas cortantes, σ_h' = esfuerzo efectivo en dirección del movimiento de las partículas, nv y nh = constantes.

La ecuación anterior puede ser usada para interpretar valores de G_0 obtenidos en ensayos convencionales de down hole a nivel de campo, o en pruebas de laboratorio usando especímenes cortados horizontal y verticalmente. Los efectos de los esfuerzos principales en G_0 son más o menos iguales, por lo que $nv = nh$, entonces la ecuación 3.8 quedaría de la forma:

$$G_o = S_{vh} K_0^{nv} f(e) p_r'^{1-2nv} \sigma_v'^{2nv} \quad (3.9)$$

Donde K_0 es el coeficiente de empuje de tierras en reposo.

La función $f(e)$ permite tomar en cuenta la variación de G_0 debido al cambio en la densidad del suelo por disminución de la relación de vacíos. Existen varias propuestas del valor de $f(e)$ tanto para arcillas como para arenas (Hardin y Richard Jr., 1963; Jamiolkowsky *et al.*, 1994; Ishihara, 1996; Rampello *et al.*, 1997; Shibuya *et al.*, 1997). La Figura 3.2 muestra dos funciones comúnmente usadas para suelos arcillosos y se observa que la diferencia puede ser significativa para arcillas sobreconsolidadas ($e < 0.7$).

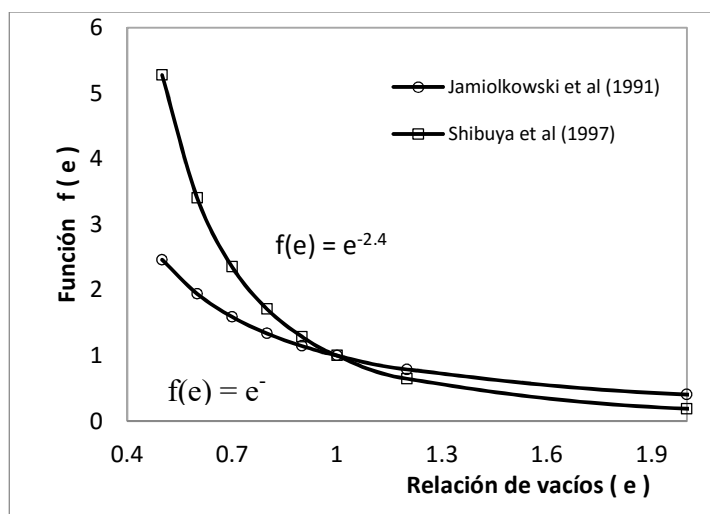


Figura 3.3. Valores de la función $f(e)$ para suelos arcillosos (Anh Minh, 2006)

Normalmente los valores de la relación de vacíos para la arcilla del ex lago de Texcoco varían entre 3 y 12. Al calcular el valor de la función $f(e)$ con las expresiones de la Figura 3.3, el resultado es un valor que tiende a cero, por lo que las ecuaciones 3.3 a 3.9 quedan sin validez, siendo aplicable solamente la ley de potencia expresada en la ecuación 3.2.

Como antecedente para este trabajo, se tiene el de Tesis de Maestría titulado “Medición de ondas sísmicas en pruebas de consolidación usando cristales piezoeléctricos” desarrollado en el Instituto de Ingeniería por Miguel Díaz Pardave. En este trabajo el autor describe varios aspectos involucrados en el diseño, la construcción, la técnica de instrumentación, y los ensayos en arcillas (suelo marino y del Valle de México) con cristales piezoeléctricos. El análisis consistió en determinar los tiempos de viaje de las ondas cortantes producidas por el elemento emisor hasta su llegada registrada en el elemento receptor ubicados en el consolidómetro instrumentado, para así determinar las velocidades de propagación de las ondas. Varios investigadores, sin embargo, encontraron que un fenómeno, conocido como efecto de campo cercano, inducía errores en la determinación de las velocidades con la técnica utilizada. Para evitar estos errores, Sánchez Salinero (1986) propuso una nueva técnica, la cual consiste en hallar un parámetro R_d , y la frecuencia fundamental del sistema f_0 , obtenida con la función de transferencia entre las señales de entrada y salida. Los resultados mostraron que el uso de cristales piezoeléctricos y la técnica de análisis propuesta permiten determinar confiablemente las velocidades de ondas de corte y de compresión.

CAPÍTULO 4.

EQUIPO Y PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

Se utilizaron dos consolidómetros de palanca instrumentados con cristales piezoeléctricos de flexión y compresión, en sus correspondientes cabezales y pedestales. El primer consolidómetro utilizado fue del tipo tradicional de palanca, existente en el Instituto de Ingeniería, que permite una deformación axial total del espécimen de 12 mm. El segundo consolidómetro fue diseñado y fabricado para permitir una deformación axial total de 25 mm. Se fabricaron dos cazuelas de consolidación de lucita con base de aluminio de dimensiones tales que permitan alojar probetas de 9.86 cm de diámetro y 9.00 cm de altura, así como los correspondientes cabezales, pedestales y piedras porosas del mismo diámetro de las probetas.

Se recuperaron muestras del ex lago de Texcoco y se ensayaron en los equipos descritos, utilizando como anillo de consolidación el mismo tubo shelby con el que se extrajo cada muestra inalterada. Se aplicaron vectores de carga diseñados específicamente para cada muestra tomando en cuenta la profundidad de la que fue extraída, de manera de que se defina claramente el esfuerzo de preconsolidación, y que, considerando la deformación axial máxima que permite cada aparato se efectúe el ensayo en tres etapas: carga, descarga y recarga. Con el equipo de deformación axial máxima de 12 mm se obtuvo información de la variación de la velocidad V_s y del módulo G_0 en la rama preconsolidada de la curva de compresibilidad, es decir, se estudió el comportamiento en el rango elástico. Con el equipo de deformación axial máxima de 25 mm se logró obtener mayor información de la variación de la velocidad de onda cortante (V_s) y del módulo G_0 en el tramo normalmente consolidado, en donde las deformaciones son principalmente plásticas.

4.1. Consolidómetros

En la primera parte de la investigación se utilizó un consolidómetro de palanca existente en el laboratorio del Instituto de Ingeniería, UNAM, que permite una deformación axial total del espécimen, de 12 mm. El procedimiento de diseño del pedestal y cabezal siguió el esquema propuesto por Santamarina y Fam (1997) para consolidómetro instrumentado con elementos bender. Tomando en cuenta que el diámetro del tubo shelby en el que se aloja la muestra a ensayar es de 4 pulgadas (10.2 cm), se procedió a fabricar una cazuela de lucita con base de aluminio de 16 cm de diámetro y 18 cm de altura con sus respectivos cabezal y pedestal, como se muestra en la Figura 4.1. Adicionalmente se fabricaron piedras porosas con perforaciones para alojar las glándulas que sostienen a los cristales piezoeléctricos, como se observa en la Fotografía 4.2. Las glándulas para discos y para elementos de flexión fueron fabricadas en nylamid por su facilidad de maquinado y baja deformabilidad.

Por los motivos anteriormente expuestos de limitación en la deformación axial del espécimen se construyó un equipo de consolidación cuyas dimensiones se modificaron para permitir 25 mm de deformación axial, como se muestra en la Fotografía 4.1, con sus respectivos pedestal, cabezal y cazuela.



Fotografía 4.1. Equipo de consolidación diseñado para permitir una deformación axial de 25 mm.



Fotografía 4.2. Cabezal y pedestal instrumentados y sus respectivas piedras porosas

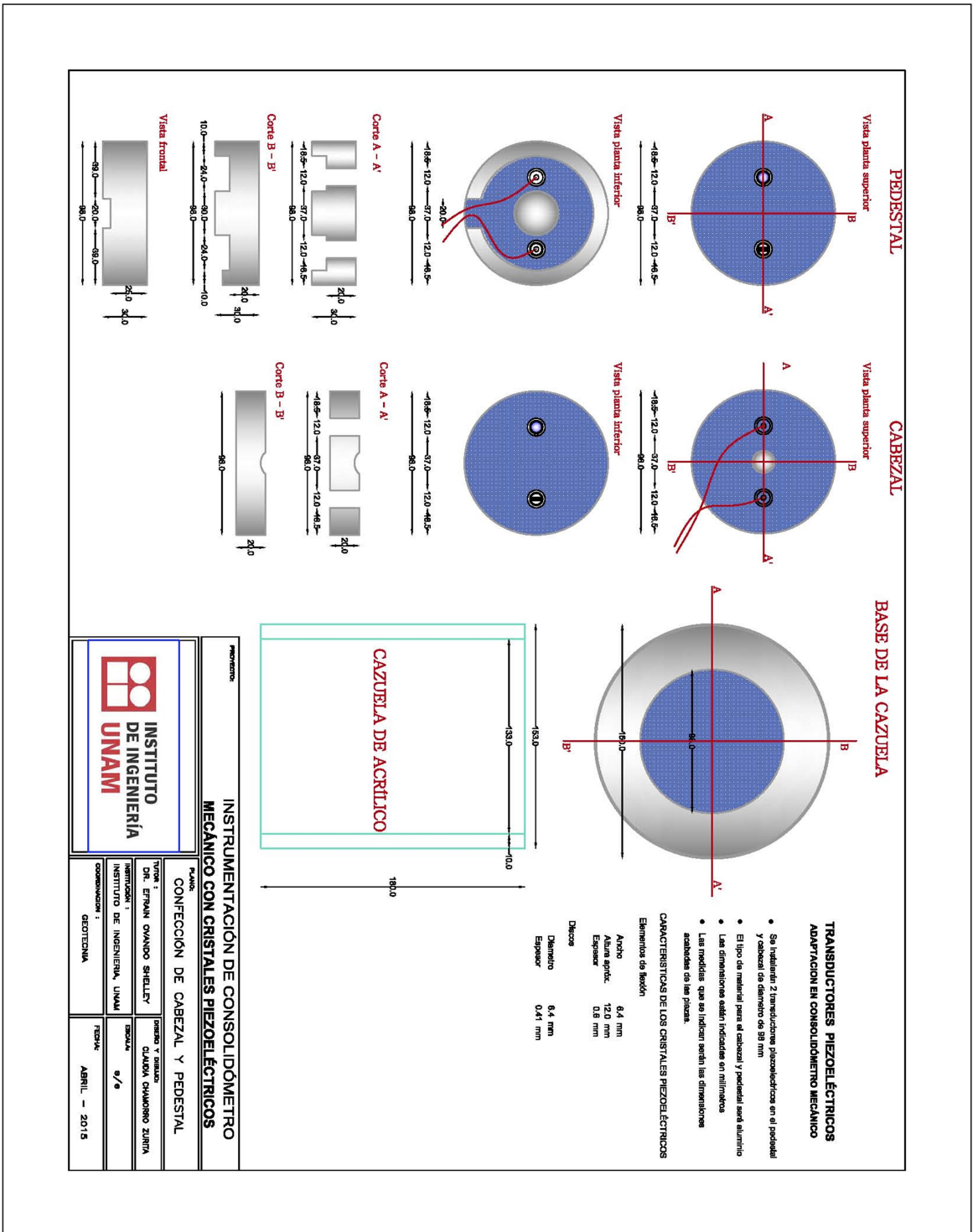


Figura 4.1. Diseño de cabezal, pedestal y cazuela para consolidómetro de palanca.

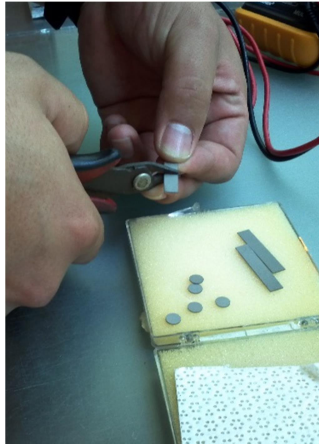
4.2. Conexión de cristales piezoeléctricos e instrumentación de pedestal y cabezal.

Se instrumentaron el cabezal y el pedestal del odómetro con cristales piezoeléctricos de flexión y compresión, como se muestra en la Fotografía 4.2.

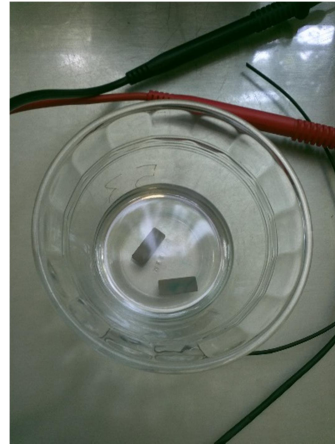
Para esta investigación se utilizaron elementos de flexión de la marca Piezo System Inc., modelo T215-H4CL-203X que tienen una longitud de 31.8 mm, un ancho de 6.4 mm y un espesor de 0.6 mm. Los elementos de compresión son de la misma marca, modelo T216A4NO-173X que tienen un diámetro de 6.4 mm y un espesor de 0.6 mm. Estos materiales fueron seleccionados tomando en cuenta el espacio disponible en el cabezal y pedestal.

El procedimiento para realizar esta instrumentación se ilustra en las Fotografías 4.3 y es el siguiente:

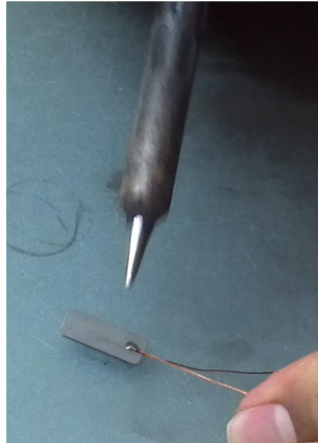
- Cortar el elemento de flexión en dos porciones de igual tamaño (15.9 mm) y lijar las aristas. Los elementos de compresión no necesitan ser divididos (Fotografía 4.3 a)).
- Sumergir los cristales (flexión o compresión) en acetona pura para remover impurezas (Fotografía 4.3 b)).
- Soldar a cada cara del cristal una porción de alambre de cobre, cuidando que una tenga mayor longitud que la otra. La de menor longitud será el polo negativo del transductor (Fotografía 4.3 c)).
- Cubrir el cristal con mica autoadhesiva dejando libre una porción de la cara negativa.
- Cubrir con pintura conductiva ambas caras del cristal, cuidando de dejar libres de pintura al menos 2 mm desde el extremo inferior.
- Encapsular con resina ultravioleta el cristal cuidando de dejar el espesor mínimo que garantice impermeabilidad (Fotografía 4.3 d)).
- Conectar mediante suelda los polos positivo y negativo del cristal al núcleo y tierra del cable coaxial respectivamente (Fotografía 4.3 e)).
- Colocar los cristales encapsulados en las glándulas y fijar con resina de secado rápido.
- Colocar las glándulas en el cabezal y pedestal respectivamente.
- En cada paso se debe medir la capacitancia de los cristales, que debe oscilar entre los valores de 7 y 12 nF (nanofaradios) para elementos de flexión y entre 0,9 y 1,2 nF para discos.
- Medir el tiempo de retardo de los elementos de flexión y compresión, colocando el elemento emisor en contacto directo con el receptor.



a) Corte del elemento de flexión



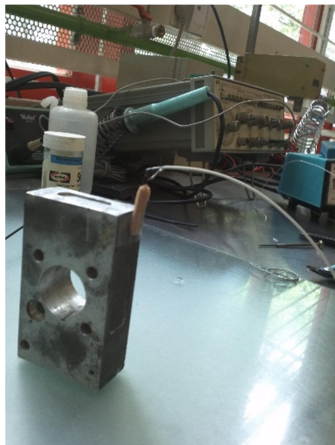
b) Remoción de impurezas



c) Conexión del alambre de cobre



d) Elemento de flexión encapsulado



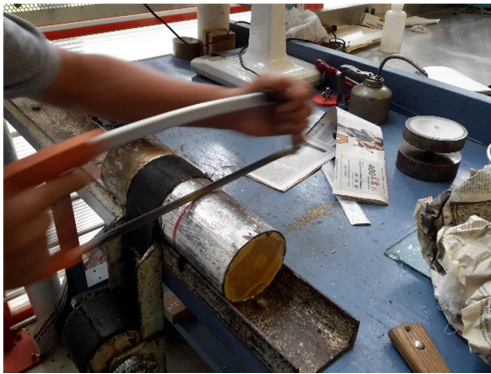
e) Conexión del elemento de flexión con el cable coaxial

Fotografía 4.3. Proceso de encapsulado de cristales piezoeléctricos previo a la instrumentación del cabezal y pedestal.

4.3. Montaje

Una vez seleccionada la muestra de suelo a ensayar y verificada la calibración y el correcto funcionamiento del equipo de consolidación, se llevó a cabo el montaje de dicha muestra en el odómetro, tal y como se describe a continuación:

- Medir una longitud de 100 mm en el tubo shelby desde la cara superior.
- Realizar el corte del tubo cuidando la perpendicularidad para que no existan desviaciones del cabezal o del pedestal durante la consolidación (Fotografía 4.4 a)).
- Realizar el careo de las superficies cortadas retirando no más de 5 mm de material, garantizando su horizontalidad (Fotografía 4.4 b)).
- Determinar el contenido de agua de ambos extremos de la muestra utilizando el material retirado en el careo.



a) Corte del tubo shelby



b) Careo de la muestra



c) Ranurado para colocación de BE



d) Colocación de piedras porosas y papel filtro

Fotografía 4.4. Proceso de montaje



e) Colocación de cazuela

f) Micrómetro colocado

Fotografía 4.4. Proceso de montaje. (Continuación)

- Ranurar en ambas caras de la muestra contenida en el tubo shelby un agujero de la forma del elemento de flexión para que éste se inserte de manera justa, utilizando una plantilla elaborada para el efecto; alineado los elementos uno con respecto al otro y garantizando el contacto entre el elemento y el suelo. De la misma manera, se sigue el procedimiento para los elementos de compresión (Fotografía 4.4 c)).
- Saturar las piedras porosas y el papel filtro previamente y colocar en el cabezal y pedestal. (Fotografía 4.4 d))
- Colocar el pedestal dentro de la cazuela en el equipo de consolidación, sobre el pedestal colocar la muestra cuidando que los elementos se ubiquen correctamente dentro de las ranuras realizadas y colocar el cabezal. (Fotografía 4.4 e))
- Colocar el micrómetro sobre el marco de carga cuidando de que tenga carrera suficiente para el proceso de consolidación (12 mm). (Fotografía 4.4 f))
- Soldar los cables coaxiales correspondientes a cada transductor piezoeléctrico a los cables que se conectan al equipo de medición de ondas.

4.4. Diseño del programa de cargas y proceso de consolidación

El programa de cargas se diseñó considerando la profundidad a la que fue recuperada la muestra. Este diseño garantizó que durante la prueba se obtuviera una curva de compresibilidad donde se defina claramente la presión o esfuerzo de preconsolidación (σ'_p) del suelo. En la mayoría de los ensayos el proceso de consolidación se desarrolló en tres etapas: carga, descarga y recarga.

Siete de los nueve ensayos fueron realizados en el consolidómetro tradicional existente en el Laboratorio de Suelos del Instituto de Ingeniería, el cual tiene la limitante de deformación mencionada anteriormente, por esta razón durante la etapa de carga se alcanzó como máximo dos puntos en la rama normalmente consolidada y un punto más en la etapa de recarga. Esto permitió apenas superar el esfuerzo de preconsolidación.

Los ensayos P-7 y P-10 fueron realizados en el equipo diseñado para permitir mayor deformación axial, en estos ensayos se observó una mejor definición de la rama normalmente consolidada.

Adicionalmente se realizaron ensayos de consolidación en probetas de 8.00 cm de diámetro y 2.00 cm de altura, en las muestras provenientes de los sondeos BHMA-10, BHMA-25, BHMA-16 y BHMA-18, denominados P-3, P-4, P-5 y P6 respectivamente; esto con el objetivo de definir los incrementos de esfuerzo a aplicar durante el ensayo principal y verificar la pendiente de la rama normalmente consolidada. Los resultados se muestran en el siguiente capítulo.

4.5. Señal de entrada y tiempo de arribo

La señal de entrada es la señal eléctrica producida por el generador de funciones, con la que se excita al cristal piezoeléctrico para que se produzca el movimiento. Aplicando un diferencial de voltaje se logra que el cristal se flexione hacia la izquierda o hacia la derecha. Cuando se trabaja con transductores piezoeléctricos normalmente se utilizan las señales tipo pulso, las cuales tienen una duración definida en el dominio del tiempo, esto significa que el fenómeno dinámico relacionado con la vibración del cuerpo y la propagación de la onda es transitorio, (Clough y Penzien, 1993). Una propiedad de las señales de pulso es su forma. En las Figuras 4.2 a) y b) se observan dos formas típicas, una senoidal y una cuadrada.

La señal cuadrada, como se representa en la Figura 4.2 b), tiene un punto de partida muy bien definido, desde el cual se mide el tiempo de arribo directamente en el dominio del tiempo. Este tipo de señales asemejan o simulan las cargas de impacto que se usan en las pruebas de cross hole. La representación matemática de este tipo de señal es:

$$\begin{aligned} y(t) &= a && \text{para} && t_0 \leq t \leq (t_0 + T) \\ y(t) &= 0 && \text{para} && t < t_0 \text{ y } t > (t_0 + T) \end{aligned} \quad (4.1)$$

Donde a = amplitud, t = tiempo, T = período de la señal y $y(t)$ = magnitud.

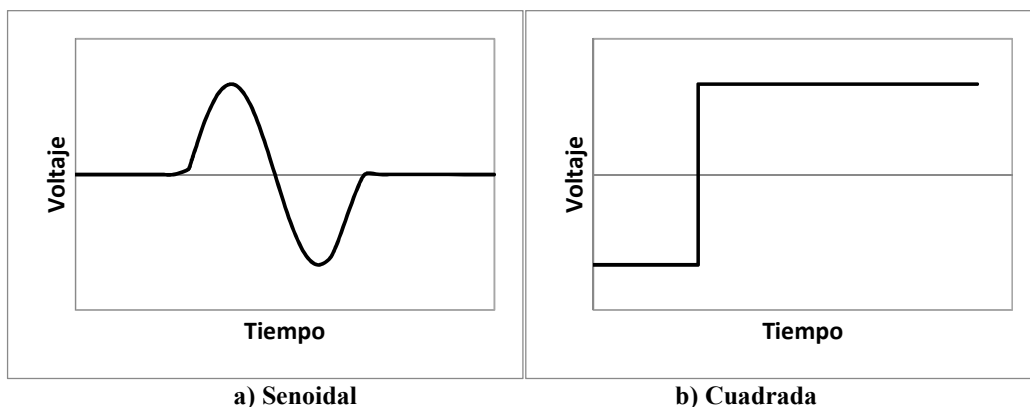


Figura 4.2. Formas típicas de señal de pulso

El problema que se presenta al utilizar este tipo de señal se debe a que el dispositivo mecánico que tiene su propia masa y rigidez no puede reaccionar de manera inmediata a la

variación instantánea de la señal, debido a la presencia de las fuerzas de inercia. Esto ocasiona que exista un amplio rango de frecuencias en la que no se identifica una frecuencia principal o central y por lo tanto no se pueda evitar la presencia del fenómeno de campo cercano.

La señal senoidal, como se representa en la Figura 4.2 a), está definida matemáticamente por:

$$y(t) = a \sin(\omega t + \theta) - a \sin(\theta) \quad \text{para } t_0 \leq t \leq (t_0 + T)$$

$$y(t) = 0 \quad \text{para } t < t_0 \text{ y } t > (t_0 + T) \quad (4.2)$$

Donde a = amplitud, ω = pseudo frecuencia dada por $\omega = 1/(2\pi T)$, y θ = origen de la fase. Generalmente el valor de la fase inicia a 0° . Se usa una pseudo frecuencia simplemente como valor de referencia.

El tiempo de arribo en este tipo de señal se puede determinar de manera visual en el dominio del tiempo, tomando dos puntos característicos, uno en la señal emisora y otro en la señal receptora.

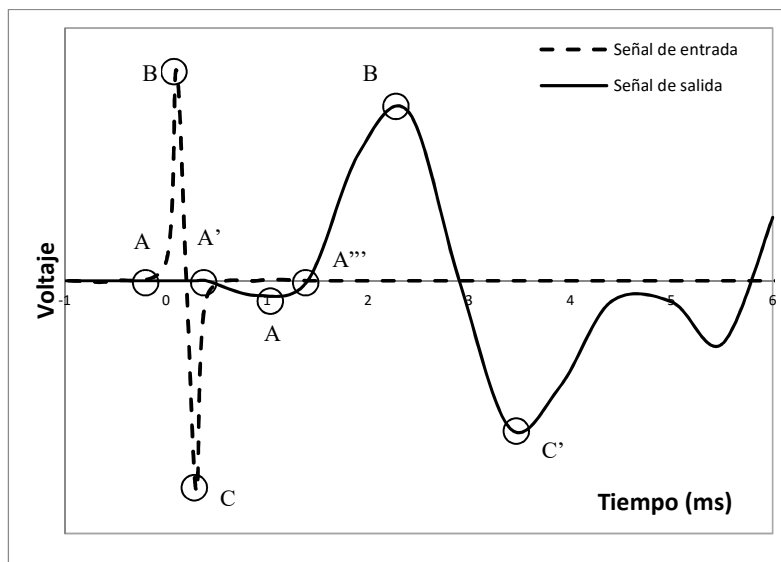


Figura 4.3. Señales emisora y receptora, puntos característicos para tiempo de arribo.

La Figura 4.3 muestra los puntos característicos en las señales de entrada y de salida, que se toman para determinar por medio de diferencias, el tiempo de arribo durante una prueba. Los tiempos así determinados no son iguales sino que varían dependiendo de su ubicación. La Tabla 4.1 muestra el diferencial de tiempo entre los puntos marcados.

Tabla 4.1. Tiempo de arribo estimado para la Figura 4.3

Punto característico	Tiempo de viaje
A-A'	0.4 ms
A-A''	0.9 ms
A-A'''	1.4 ms
B-B'	2.3 ms
C-C'	3.1 ms

En el presente trabajo se utilizó la señal del tipo pulso senoidal debido a que es menos susceptible a la presencia del efecto de campo cercano, a diferencia de la señal cuadrada, la cual posee un amplio espectro de frecuencias (Brignoli *et al.* 1996; Jovicic *et al.* 1996), y se adoptó para el cálculo del tiempo de arribo el primer tiempo pico a pico (puntos C-C') por ser de fácil determinación con la ayuda de una hoja electrónica elaborada para el efecto.

4.6. Medición de velocidad de propagación de ondas de corte y de compresión

La velocidad de propagación de ondas, de corte o de compresión se calcula como la relación entre la distancia que recorren y el tiempo que tardan en realizarlo.

$$V = \frac{d}{\Delta t} \quad (4.3)$$

Donde d = distancia entre los elementos de flexión o de compresión, y Δt = tiempo de viaje de la onda a través de la muestra de suelo.

La distancia entre los elementos de flexión se mide del extremo libre del emisor al extremo libre del receptor. Esta se calcula para cada etapa del proceso de consolidación y es la diferencia entre la altura inicial de la probeta, la deformación en el estado actual de carga y la longitud de los dos elementos bender. La distancia entre los elementos de compresión se calcula de la misma manera, haciendo cero la longitud de los elementos.

Para determinar el tiempo transcurrido es necesario conocer previamente el tiempo de retraso (t_r) entre los transductores. Debido a la interacción entre el transductor, el cableado y los dispositivos periféricos, se produce un tiempo de retraso entre la señal emisora y la señal receptora. Este retraso debe ser descontado del tiempo medido entre ambas señales quedando así la ecuación 4.4.

$$\Delta t = t - t_r \quad (4.4)$$

Se calcularon las velocidades de propagación de ondas de corte y de compresión al final de cada incremento de carga, descarga o recarga con el fin de conocer la variación de la velocidad con la variación del esfuerzo efectivo aplicado. El proceso para medir las velocidades involucró el uso de un computador que cuenta con el programa Labview de la empresa National Instruments y tarjeta de adquisición de datos para visualizar y digitalizar

las señales recibidas, un osciloscopio digital marca HP 54540^a, y un generador de funciones senoidales fabricado en el Instituto de Ingeniería.

Se realizaron mediciones de velocidad de onda cortante usando la amplitud de 100 voltios y frecuencias desde 1 kHz hasta 7 kHz en intervalos de 1 kHz. Las velocidades de onda de compresión se midieron con una amplitud también de 100 voltios y frecuencias de 40 kHz y 60 kHz.

4.7. Algunos factores que afectan al ensayo con cristales piezoeléctricos

Existen varios factores que influyen en la confiabilidad del ensayo con cristales piezoeléctricos, como son el efecto de campo cercano, la alineación, la distancia de viaje de la onda, el tipo de fronteras, la geometría y el tamaño de la muestra y el crosstalk. Estos factores se pueden agrupar en las siguientes categorías (Camacho, 2012):

Elaboración e instalación de los transductores piezoeléctricos

Se debe cuidar los detalles en la polarización, el cableado y el encapsulado de los cristales con el fin de minimizar la aparición del crosstalk. El crosstalk o interferencia cruzada es la aparición casi simultánea en la señal de llegada, de la señal de partida. Esto oscurece la llegada de las ondas cortantes. Para minimizar este efecto no deseado es que se cubre el cristal con pintura conductiva de plata sobre la mica transparente. Una buena conexión en el cableado disminuirá la aparición de ruido y minimizará la necesidad de utilizar filtros.

Acople y alineación de los elementos

La colocación o acople de los elementos de flexión dependerá del tipo de suelo que se está ensayando, así, para suelos blandos se puede hincar el cristal con poca presión; para arcillas rígidas se talla una ranura de longitud y profundidad ligeramente menor a las dimensiones del cristal, de manera de que la presión de hincado también sea la mínima. Si se trata de arenas cementadas se utilizan ranuras de dimensiones mayores que el cristal, las cuales se rellenan con un material blando, por ejemplo una mezcla de caolín y agua.

Los elementos emisor y receptor deben estar alineados en el mismo plano cuando sean colocados en la muestra. Las desviaciones incrementan la posibilidad de recibir ondas refractadas que ensucian la señal, y pueden también debilitar la onda cortante de llegada.

Tamaño de la muestra y tipo de frontera

La reflexión de ondas en las fronteras es uno de los factores que más dificultan la identificación del arribo de la onda. La señal de salida depende de la distancia entre el emisor, las fronteras y el receptor, así como la colocación del emisor y receptor con respecto a las fronteras.

El tamaño de la muestra puede introducir el rebote de la onda provocando interferencia en la señal de llegada. Varios estudios concluyeron que utilizar una relación de esbeltez mayor a 2 minimiza el efecto de reflexión (Rio, J, 2006; Arulnathan *et al.*, 1998, Arroyo *et al.*, 2003) mientras que especímenes con diámetros pequeños son más afectados por las ondas

reflejadas. En la mayoría de los ensayos de laboratorio se utilizan dos tipos de frontera, una interfaz metálica (odómetros) o una interfaz flexible que separa al suelo del líquido confinante (triaxial). En general, mientras mayor es la rigidez de la frontera utilizada, mayor será la cantidad de energía reflejada dentro de la muestra. Esto significa que el ensayo odométrico se acerca mucho al caso de reflexión perfecta, lo mismo ocurre para el suelo seco en el ensayo triaxial. El caso de suelo saturado en el triaxial es menos claro y probablemente intermedio entre las condiciones de absorción perfecta y de reflexión perfecta (Arroyo *et al.*, 2006).

Efecto de campo cercano

El efecto de campo cercano es el mayor responsable de la dificultad en la identificación del arribo de la onda cortante. Este efecto es mayor cerca del elemento emisor, por lo tanto mientras menor sea la longitud de viaje de la onda, la llegada puede estar escondida por el efecto de campo cercano. Este efecto puede minimizarse sin embargo, incrementando la frecuencia de excitación, porque reducirá la relación entre distancia de viaje y longitud de onda. Se recomienda la siguiente relación a la que denominaron factor R_d (Sanchez-Salinero *et al.*, 1986, Arulnathan *et al.*, 1998, Arroyo *et al.*, 2003):

$$2 < \frac{d}{\lambda} < 9 \quad (4.5)$$

Donde $\frac{d}{\lambda}$ = factor R_d , d = distancia de viaje, y λ = longitud de onda.

4.8. Estimación de la frecuencia predominante del sistema y cálculo del parámetro R_d

Para estimar la frecuencia predominante del sistema (f_0), se siguió el método propuesto por Díaz (2014), que consiste en trasladar las señales emisora y receptora del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia calculando la transformada rápida de Fourier. A continuación se calcula el cociente entre ambas transformadas, la de la señal receptora entre la de la señal emisora y el resultado que se obtiene es el cociente espectral o función de transferencia. El pico máximo que se identifica en la función de transferencia corresponde a la frecuencia dominante del sistema, entendiéndose por sistema la interacción entre elemento emisor – suelo – elemento receptor. Para realizar este cálculo se utilizó el programa DEGTRA A4, Versión 4.0.6 desarrollado por el Instituto de Ingeniería, UNAM. Finalmente los resultados fueron procesados en una hoja de cálculo.

Díaz (2014) también propuso utilizar la frecuencia dominante del sistema en el cálculo del factor R_d definido en la ecuación 4.5. Vásquez (2015) reformuló la ecuación 4.5 dejándola en términos del diferencial de tiempo de arribo y la frecuencia dominante:

$$R_d = \Delta t * f_0 \quad (4.6)$$

Donde Δt = tiempo de llegada de la onda cortante definido en la expresión 4.4, y f_0 = frecuencia dominante del sistema.

CAPÍTULO 5.

PROCESAMIENTO DE DATOS Y ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD

En este capítulo se presenta principalmente la procedencia de las muestras utilizadas, así como las propiedades índice, relaciones volumétricas, límites de consistencia y clasificación SUCS. Se calculan los esfuerzos total y efectivo de campo. Además se reportan los parámetros de compresibilidad obtenidos. Finalmente se describe el vector de cargas aplicado para cada una de las muestras ensayadas.

5.1. Muestras utilizadas, clasificación SUCS y propiedades índice

Se ensayaron nueve muestras provenientes del ex lago de Texcoco, extraídas en tubos shelby de aluminio para minimizar la adherencia de la muestra a la pared del tubo. Las muestras fueron provistas por la empresa Ingeniería Experimental. Las coordenadas de ubicación de los sondeos, así como la profundidad de las muestras se presentan en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Muestras ensayadas

Código de ensayo	Sondeo	Muestra	Profundidad	Coordenadas UTM	
				X	Y
P-1	SS-01	M4	14.90 – 15.50 m	---	---
P-2 / P-8	BHMA-12	38 (C)	35.25 – 36.25 m	500440.13	2156683.87
P-3	BHMA-10	25 (C)	23.60 – 24.60 m	499996.68	2155963.43
P-4	BHMA-25	29 (C)	22.85 – 23.45 m	500370.25	2158618.72
P-5	BHMA-16	24 (C)	18.20 – 19.20 m	500102.9	2157253.35
P-6	BHMA-18	13 (C)	13.60 – 14.60 m	500156.61	2156683.77
P-7	BHMA-11	11 (C)	8.50 – 9.50 m	500541.94	2157249.49
P-9	BHMA-16	20 (C)	15.00 – 16.00 m	500102.9	2157253.35
P-10	BHMA-05B	19 (C)	14.50 – 15.50	500301.30	2156678.08

Las muestras codificadas como P-3 y P-4 se extrajeron de la profundidad entre 23.00m y 25.00 m, que corresponde a la primera capa dura, mientras que la muestra codificada como P-2 / P-8 se extrajo de la segunda formación arcillosa. Las seis muestras restantes pertenecen a la formación arcillosa superior.

Se determinaron los límites de consistencia o límites de Atterberg de las muestras ensayadas así como su clasificación en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se calcularon el Índice de plasticidad y el Índice de liquidez, según las expresiones 5.1 y 5.2. Los resultados se muestran en la Tabla 5.2.

$$IP = w_L - w_P \quad (5.1)$$

$$IL = \frac{w_N - w_P}{w_L - w_P} \quad (5.2)$$

Donde, w_L = límite líquido, w_P = límite plástico, w_N = humedad natural, IP = índice plástico; e IL = índice de liquidez.

Tabla 5.2. Límites de consistencia y clasificación SUCS

Código de ensayo	Humedad natural (%)	Límite líquido, w_L (%)	Límite plástico, w_P (%)	Índice de plasticidad IP	Índice de liquidez IL	Clasificación SUCS
P-1	248.50	279.27	71.64	207.63	0.85	CH
P-2 / P-8	146.02	208.45	58.94	149.51	0.58	CH
P-3	224.13	279.74	67.80	211.95	0.74	CH
P-4	166.11	261.01	97.88	163.13	0.42	CH
P-5	200.60	239.89	72.50	167.39	0.77	CH
P-6	207.40	279.62	78.97	200.64	0.64	CH
P-7	31.08	67.74	12.14	55.60	0.34	CH
P-9	218.99	340.93	86.50	254.43	0.52	CH
P-10	131.36	130.56	62.90	67.66	1.01	CH

En la Tabla 5.3 se presentan las propiedades índice y relaciones volumétricas de las muestras estudiadas.

Tabla 5.3. Propiedades índice y relaciones volumétricas

Código de ensayo	Peso volumétrico (g/cm^3)	Gravedad específica (g/cm^3)	Relación de vacíos e	Porosidad (%)	Grado de saturación (%)
P-1	1.24	3.45	8.70	89.69	99.00
P-2 / P-8	1.33	2.69	3.99	79.96	98.35
P-3	1.22	2.93	6.76	87.12	97.16
P-4	1.34	2.52	4.19	83.52	100.00
P-5	1.25	3.13	6.568	86.79	95.73
P-6	1.26	2.54	5.27	84.81	100.00
P-7	1.31	2.68	0.83	31.05	100.00
P-9	1.27	2.98	6.49	86.65	100.00
P-10	1.35	2.60	3.45	77.53	98.87

5.2. Cálculo de los esfuerzos totales y efectivos de campo

Se calculó el esfuerzo efectivo de campo de cada una de las muestras extraídas, como la diferencia entre el esfuerzo total y la presión de poro a la profundidad de la muestra analizada.

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad (5.1)$$

Donde σ = esfuerzo total, μ = presión de poro y σ' = esfuerzo efectivo calculados a la profundidad de la muestra ensayada.

El esfuerzo total se calculó utilizando la estratigrafía correspondiente a cada sondeo, reportada para el proyecto por la empresa Ingeniería Experimental, en donde se identificaron los diferentes estratos existentes hasta alcanzar la profundidad deseada. De esta misma información se obtuvieron los datos de espesor y peso volumétrico, que sirvieron para determinar el esfuerzo total que es la suma de los productos entre el espesor y el peso unitario de cada estrato.

Para la determinación de la presión de poro a la profundidad requerida, se usó el diagrama de variación de presión de poro respecto a la profundidad, reportada en el ensayo de piezocono de la zona de terminales del proyecto, identificado como “Piezometría de campo” en la Figura 5.1. El resumen de los esfuerzos calculados se muestra en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4. Cálculo de esfuerzos totales y efectivos de campo

Código de ensayo	Sondeo	Profundidad muestra (m)	Esfuerzos de campo	
			Total (kg/cm ²)	Efectivo (kg/cm ²)
P-1	SS-01	15.20	1.89	0.47
P-2 / P-8	BHMA-12	35.75	4.50	1.90
P-3	BHMA 10	24.10	2.95	0.59
P-4	BHMA 25	23.15	3.10	0.81
P-5	BHMA 16	18.70	2.33	0.50
P-6	BHMA 18	14.10	1.77	0.39
P-7	BHMA-11	9.00	1.18	0.38
P-9	BHMA-16	15.50	1.97	0.46
P-10	BHMA-05B	15.00	1.92	0.57

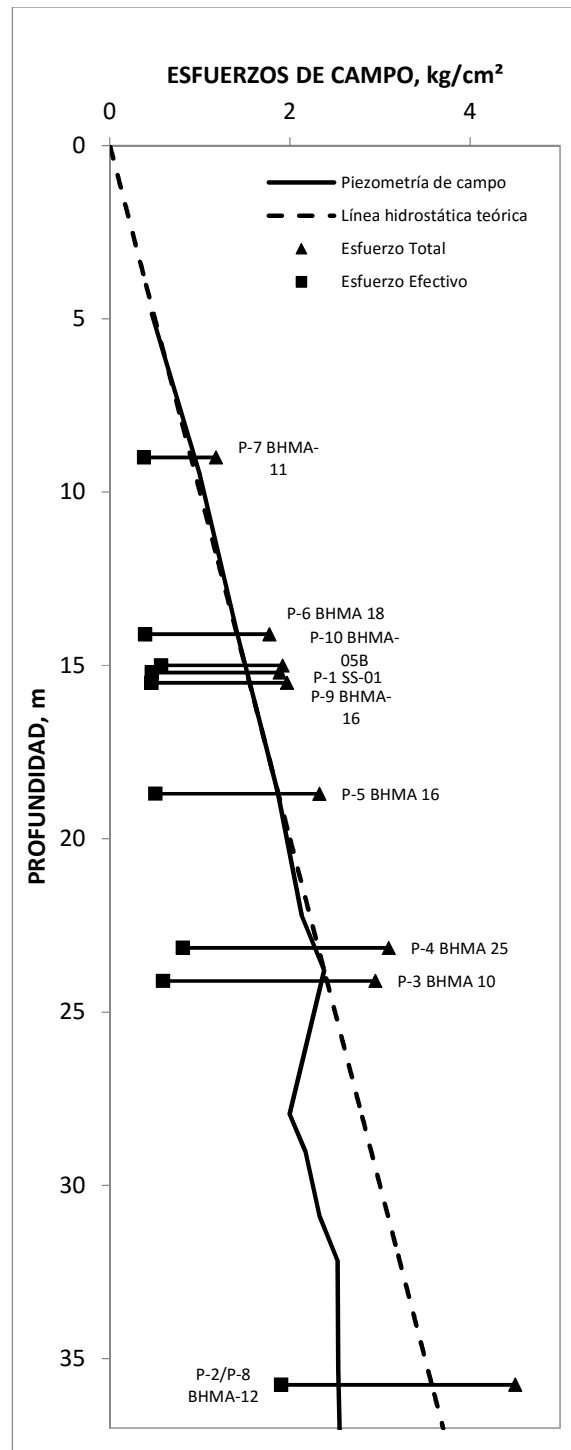


Figura 5.1. Esfuerzos de campo total y efectivo. Presión de poro.

5.3. Compresibilidad

Las muestras ensayadas tuvieron dimensiones de 98 mm de diámetro y 91 mm de altura en promedio y estuvieron contenidas durante el ensayo en los mismos tubos shelby en los que fueron extraídas, en reemplazo del anillo de consolidación, como se observa en las Fotografías 5.5 y 5.6



Fotografía 5.5. Muestra y tubo shelby del ensayo P-2/P-8 antes y después del montaje



Fotografía 5.6. Muestra y tubo shelby del ensayo P-3 antes del montaje y durante su ejecución.

Durante la prueba se aplicaron incrementos de carga de acuerdo al vector determinado para cada ensayo. Se calculó la variación de la relación de vacíos (e) y se graficó contra los incrementos de esfuerzo efectivo aplicado en cada etapa de carga, descarga y recarga. Posteriormente con esta información se obtuvieron en escala semilogarítmica las curvas de compresibilidad de cada una de las muestras ensayadas.

En estas curvas se pueden observar dos ramas bien definidas: la rama de recompresión que contiene el registro histórico de cargas que el suelo ha recibido anteriormente, en esta zona las deformaciones son pequeñas; y la rama normalmente consolidada en la cual se producen

grandes deformaciones con incrementos pequeños de cargas. Estas dos ramas o zonas se encuentran separadas por el esfuerzo de preconsolidación que se define como el máximo esfuerzo al que el suelo ha sido sometido en su historia geológica. Si durante el ensayo de consolidación se descarga paulatinamente la muestra, se formará una tercera rama, que se la conoce como de expansión o recuperación. Tiene una pendiente similar a la de recompresión, y se produce por la recuperación de la deformación elástica. Las pendientes de estas ramas se conocen como índices si están calculadas en función de la relación de vacíos, o como coeficientes si se calculan en función de deformación volumétrica según se muestra en las expresiones 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5. La Figura 5.2 esquematiza dichas pendientes.

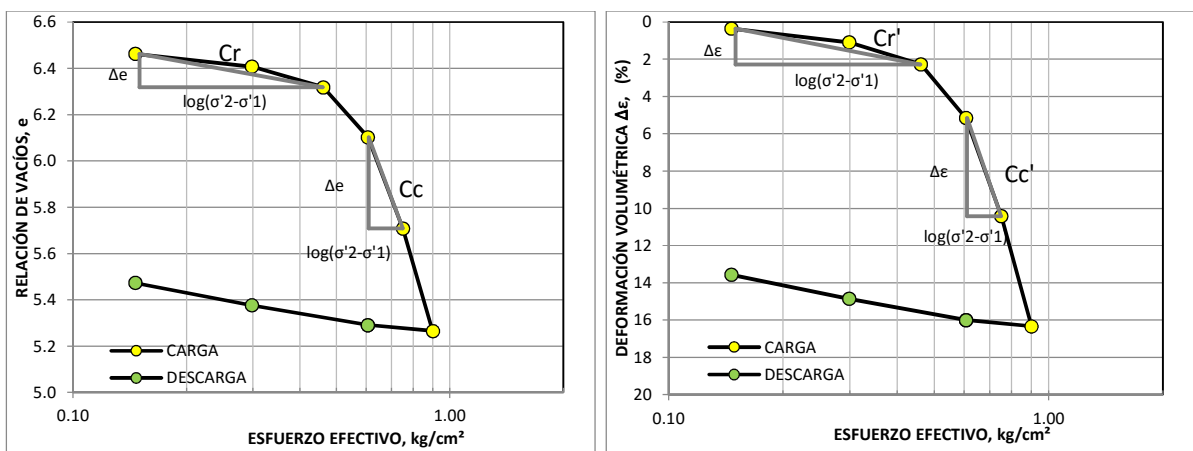


Figura 5.2. Índices y coeficientes de compresión y recompresión

$$\text{Índice de compresión} \quad c_c = \frac{\Delta e}{\log(\sigma'_2 - \sigma'_1)} \quad (5.2)$$

$$\text{Índice de recompresión} \quad c_r = \frac{\Delta e}{\log(\sigma'_2 - \sigma'_1)} \quad (5.3)$$

$$\text{Coeficiente de compresión} \quad c'_c = \frac{\Delta \epsilon}{\log(\sigma'_2 - \sigma'_1)} \quad (5.4)$$

$$\text{Coeficiente de recompresión} \quad c'_r = \frac{\Delta \epsilon}{\log(\sigma'_2 - \sigma'_1)} \quad (5.5)$$

El esfuerzo de preconsolidación se determinó utilizando el criterio de Casagrande, que se describe a continuación y se muestra en la Figura 5.3.

1. De manera visual, se determina el punto de mayor curvatura en la curva esfuerzo efectivo (σ') – relación de vacíos (e) y se dibuja una tangente.
2. Se dibuja una línea horizontal por el punto de mayor curvatura y a continuación se traza la bisectriz al ángulo α formado por ambas líneas.
3. Se prolonga hacia arriba el tramo recto de la rama normalmente consolidada hasta intersectar la bisectriz.
4. El punto de intersección entre la prolongación de la rama normalmente consolidada y la bisectriz del ángulo α es el esfuerzo de preconsolidación (σ'_p).

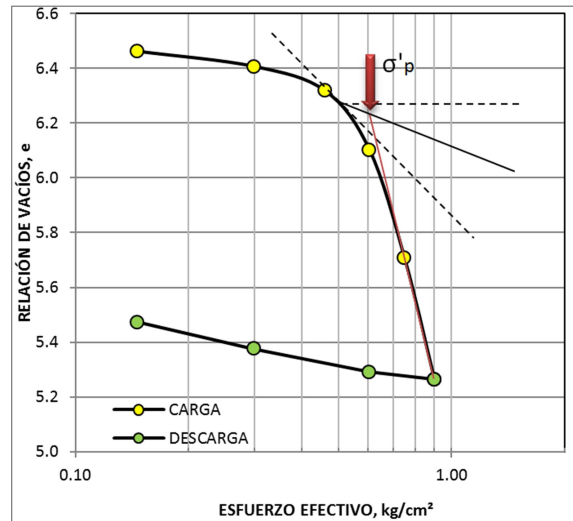


Figura 5.3. Método de Casagrande para determinar el esfuerzo de preconsolidación.

La relación de preconsolidación (OCR) se define como el cociente entre el esfuerzo de preconsolidación, determinado de la curva de compresibilidad, y el esfuerzo efectivo aplicado, como indica la expresión 5.5

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'} \quad (5.5)$$

Donde σ'_p = esfuerzo de preconsolidación, y σ' = esfuerzo vertical en campo, a la profundidad estudiada. La Tabla 5.5 muestra los valores de esfuerzo de preconsolidación y OCR para las probetas ensayadas.

Tabla 5.5. Esfuerzo de preconsolidación y OCR

Código de ensayo	Sondeo	Profundidad muestra (m)	Esfuerzo de preconsolidación (kg/cm ²)	Relación de preconsolidación OCR
P-1	SS-01	15.20	0.61	1.31
P-2 / P-8	BHMA-12	35.75	1.70	0.89
P-3	BHMA 10	24.10	1.10	1.86
P-4	BHMA 25	23.15	2.60	3.20
P-5	BHMA 16	18.70	0.65	1.29
P-6	BHMA 18	14.10	0.80	2.04
P-7	BHMA-11	9.00	0.35	0.92
P-9	BHMA-16	15.50	0.55	1.19
P-10	BHMA-05B	15.00	1.00	1.76

Por otra parte, si se grafica la curva de compresibilidad en escala aritmética (Figura 5.4) se puede encontrar el coeficiente de compresibilidad (a_v) que relaciona la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo aplicado y corresponde a la pendiente promedio de la curva de carga, se calcula según la expresión 5.6.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (5.6)$$

Donde Δe = diferencia de relación de vacíos, y $\Delta \sigma'$ = diferencia de esfuerzo efectivo entre dos puntos de la curva en la etapa de carga.

Si se promedia todos los valores de coeficiente de compresibilidad, calculados para cada incremento de esfuerzo efectivo a lo largo de la etapa de carga, se puede calcular el módulo de compresibilidad volumétrico, que es un parámetro que da cuenta de la compresibilidad del suelo.

$$m_v = \frac{\bar{a}_v}{1+e_0} \quad (5.6)$$

Donde m_v = módulo de compresibilidad volumétrico, \bar{a}_v = coeficiente de compresibilidad promedio; y, $1 + e_0$ = volumen específico.

La Tabla 5.6 muestra los parámetros de compresibilidad calculados para todos los ensayos. Los valores de índice de compresión oscilan entre 0.472 y 5.583, lo que manifiesta la alta compresibilidad de la arcilla del Valle de México.

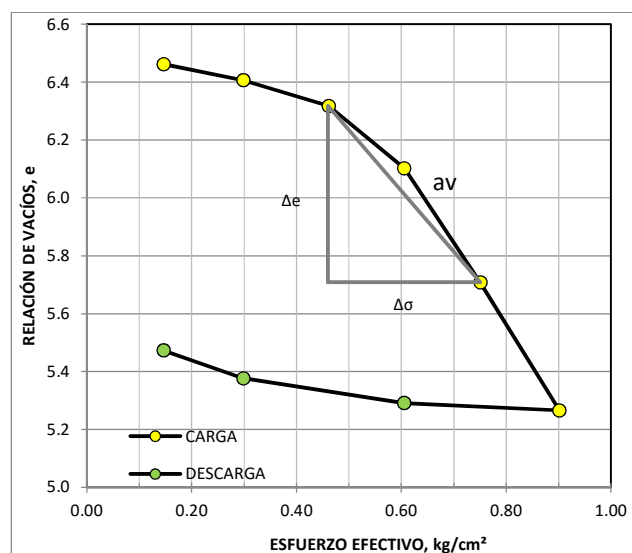


Figura 5.4. Curva de compresibilidad, escala aritmética

Tabla 5.6. Parámetros de compresibilidad

PRUEBA	PROF. MUESTRA m	Coefficiente de compresibilidad, a_v cm^2/kg	Módulo de compresibilidad volumétrica, m_v cm^2/kg	Índice de compresión c_v cm^2/kg	Índice de recompresión c_r cm^2/kg	Coef. de compresión c'_v cm^2/kg	Coef. de recompresión c'_r cm^2/kg
P1	15.20	1.214	0.125	4.646	0.457	0.040	0.047
P2-P8	35.75	0.228	0.046	1.094	0.063	0.219	0.013
P3	24.10	0.381	0.049	5.151	0.146	0.218	0.019
P4	23.15	0.137	0.026	1.823	0.352	0.168	0.032
P5	18.70	0.919	0.121	4.348	0.240	0.575	0.032
P6	14.10	0.838	0.134	3.627	0.288	0.578	0.046
P7	9.00	0.199	0.109	0.472	0.071	0.258	0.039
P9	15.50	1.374	0.183	5.583	0.178	0.745	0.024
P10	15.00	0.567	0.128	1.991	0.165	0.447	0.037

La Figura 5.5 muestra la variación del módulo de compresibilidad volumétrico con la profundidad de la muestra ensayada.

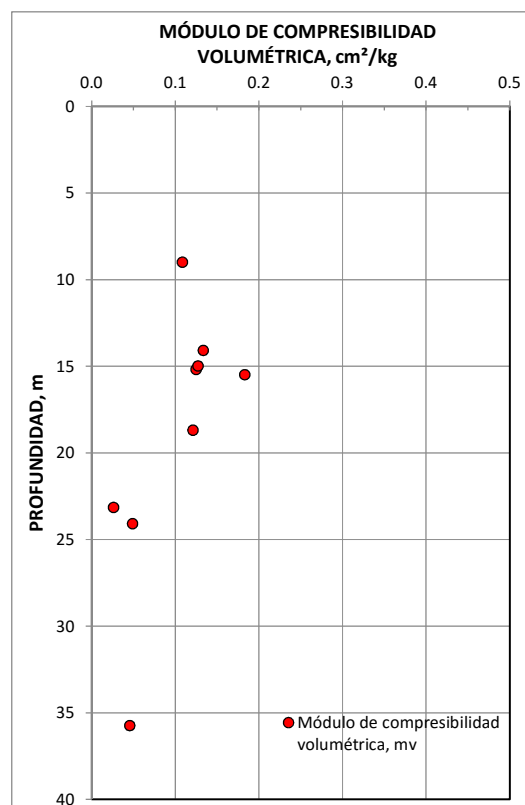


Figura 5.5. Variación de los parámetros de compresibilidad con la profundidad

Por escapar al alcance de esta investigación, no se calcula el coeficiente de consolidación ni la permeabilidad de los materiales estudiados.

A continuación se describe el vector de cargas aplicado para cada ensayo y se muestra en línea punteada la curva de compresibilidad obtenida para una muestra gemela, en el equipo de consolidación mecánico o en la celda Rowe, según sea el caso.

Ensayo P-1

A la muestra M4 del sondeo SS-01, de 9.1 cm de espesor, se le aplicaron incrementos de esfuerzo efectivo de 0.20, 0.40, 0.70 y 1.00 kg/cm², esfuerzo en el cual se alcanzó la deformación límite del equipo. A continuación se descargó y recargó con los mismos incrementos de esfuerzo con el objeto de medir las velocidades de onda. Se encontró que el esfuerzo de preconsolidación para esta muestra es de 0.61 kg/cm². La curva de compresibilidad se muestra en la Figura 5.6.

En línea punteada se muestra el ensayo de consolidación efectuado a la misma muestra en la celda Rowe, para dicho ensayo se tiene un esfuerzo de preconsolidación de 0.80 kg/cm². Se observa de manera general que ambos ensayos presentan la misma tendencia tanto en la rama preconsolidada como en la rama normalmente consolidada, existe una pequeña variación en el esfuerzo de preconsolidación, equivalente al 25%.

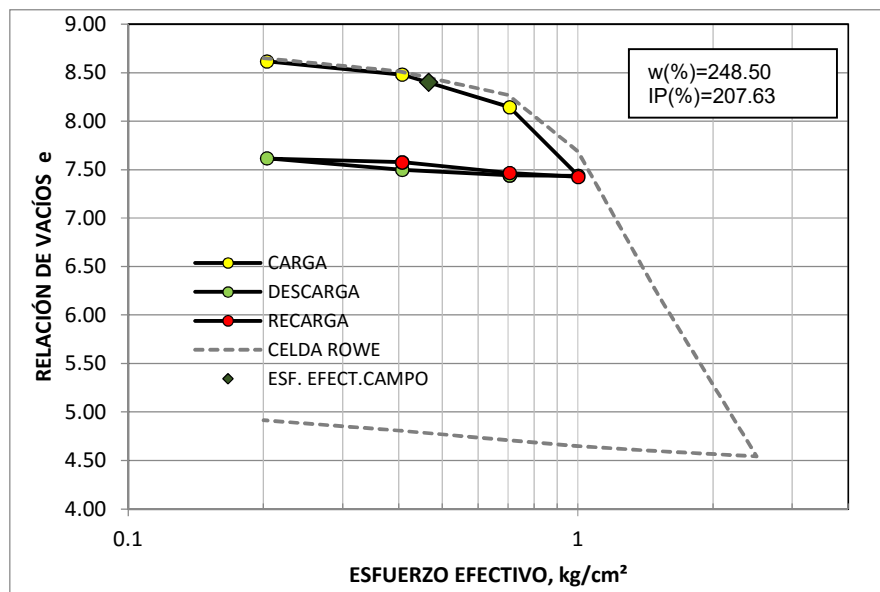


Figura 5.6. Curva de compresibilidad, ensayo P-1.

Ensayo P-2/P-8

A la muestra 38 (C) del sondeo BHMA-12, de 9.02 cm de espesor, se le aplicaron incrementos de esfuerzo efectivo de 0.15, 0.30, 0.60, 1.50, 2.00 y 2.50 kg/cm² en su etapa de carga, su esfuerzo de preconsolidación fue de 1.50 kg/cm². No se realizó etapa de descarga debido a que por el proceso mismo, el cabezal se desvió considerablemente en la última etapa de carga. La curva de compresibilidad se muestra en la Figura 5.7.

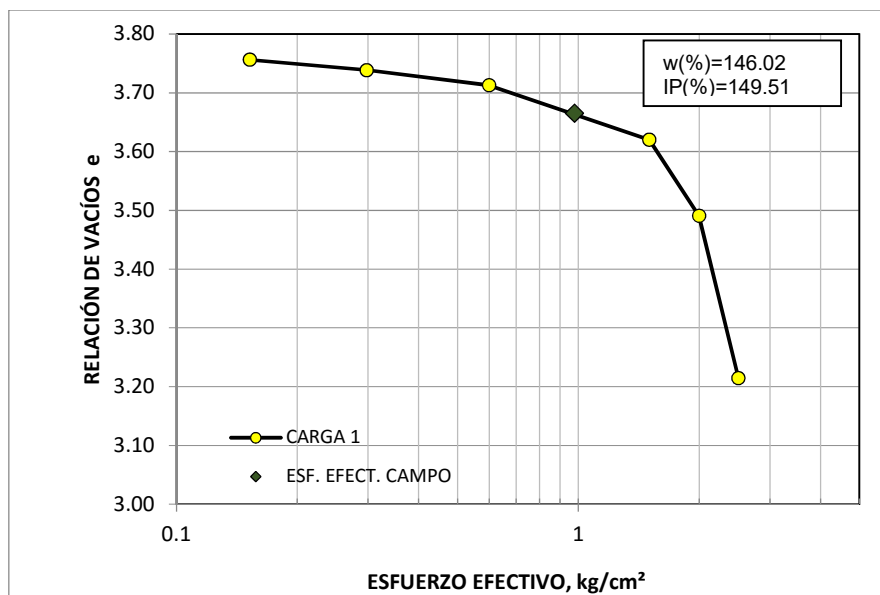


Figura 5.7. Curva de compresibilidad, ensayo P-2/P-8

Ensayo P-3

En la muestra 25 (C) del sondeo BHMA-10 de 9.46 cm de espesor, se aplicaron tres etapas de carga y dos de descarga. La primera etapa de carga se llevó en incrementos de esfuerzo efectivo de 0.15, 0.30, 0.45, 0.60, 0.80, 1.00 y 1.15 kg/cm² con lo cual se determinó el esfuerzo de preconsolidación de 1.10 kg/cm². La primera etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 0.80, 0.45, 0.30 y 0.15 kg/cm². La primera etapa de recarga se aplicó con incrementos de 0.30, 0.60, 1.00 y 1.30 kg/cm² y la segunda etapa de descarga se llevó hacia los esfuerzos de 0.60, 0.30 y 0.15 kg/cm². Finalmente la segunda etapa de recarga se llevó con esfuerzos de 0.45, 1.00, 1.45 y 1.60 kg/cm². Esto fue posible gracias a la baja compresibilidad del material. La curva de compresibilidad se muestra en la Figura 5.8.

De igual manera se muestra en línea punteada el ensayo realizado con el odómetro mecánico de palanca y espécimen de 2 cm de altura por 8 cm de diámetro, especificado en la Figura 5.8 como "ANILLO", al cual se aplicó un vector de cargas similar al descrito para el ensayo con tubo shelby. El esfuerzo de preconsolidación para este ensayo es de 1.15 kg/cm² y difiere en un 4.5% del determinado en la prueba con tubo shelby.

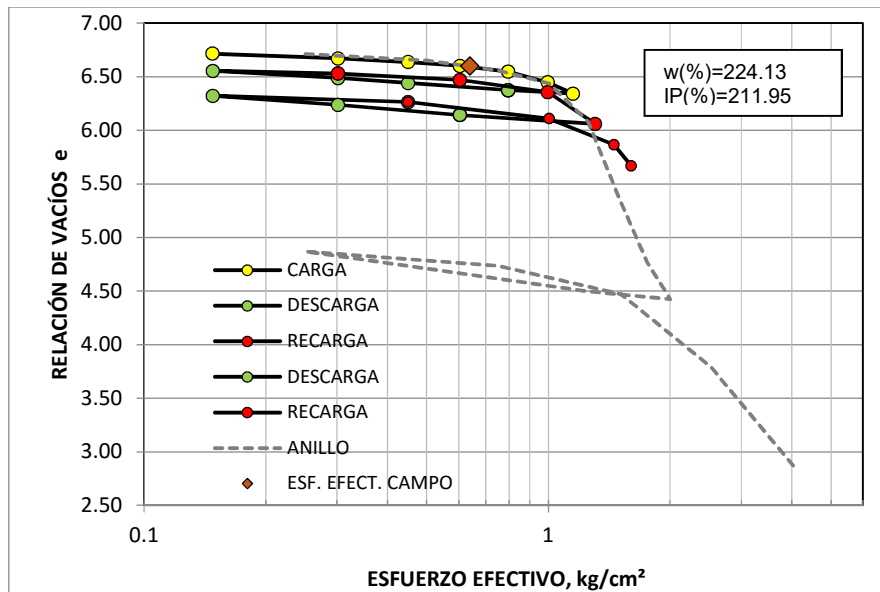


Figura 5.8. Curva de compresibilidad, ensayo P-3

Se observa que los últimos puntos de la curva de compresibilidad no se apegan a la tendencia obtenida con el ensayo de consolidación convencional, esto se debe a que el lapso de 24 horas que se mantuvo entre cada incremento de esfuerzo efectivo aplicado, resultó insuficiente para alcanzar el 100% de la consolidación primaria. Si se hubiera dejado más tiempo entre dichos incrementos, se hubiera logrado mayor aproximación.

Ensayo P-4

La muestra 29 (C) del sondeo BHMA-25 de 9.46 cm de espesor recibió incrementos de esfuerzo efectivo de 0.30, 0.45, 0.60, 0.80, 1.00, 1.15, 1.35, 1.60, 1.85, 2.15, 2.60, 3.10 y 3.60 kg/cm² en su etapa de carga, su esfuerzo de preconsolidación fue de 2.10 kg/cm². La etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 2.10, 1.40, 0.80 y 0.30 kg/cm². La primera etapa de recarga se aplicó con incrementos hacia 1.15, 1.85, 3.10 y 3.80 kg/cm². La curva de compresibilidad es la que se muestra en la Figura 5.9. Otra vez en línea punteada y especificada como “ANILLO” se tiene la curva de compresibilidad para el ensayo realizado en un espécimen de 2 cm de alto. Se observa una marcada diferencia entre ambas curvas, que puede deberse a la heterogeneidad del material o a que el tiempo de 24 horas que se dejó entre cada etapa de carga fue insuficiente en el espécimen de mayor tamaño para alcanzar el 100% de consolidación primaria. El esfuerzo de preconsolidación para este ensayo fue de 2.00 kg/cm² que varía en un 5.0%

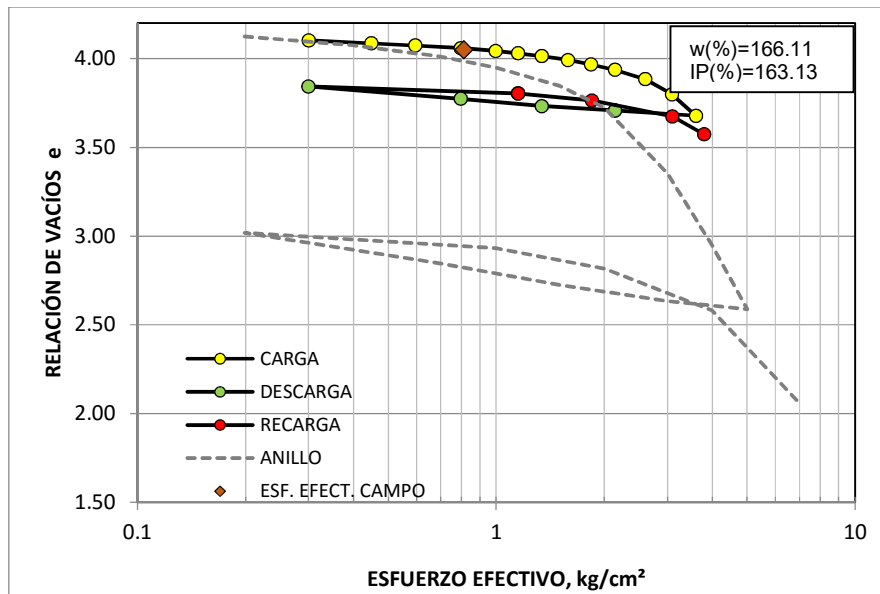


Figura 5.9. Curva de compresibilidad, ensayo P-4

Ensayo P-5

La muestra 24 (C) del sondeo BHMA-16 de 8.95 cm de espesor, recibió incrementos de esfuerzo efectivo de 0.15, 0.30, 0.45, 0.60, 0.75 y 0.90 kg/cm² en su etapa de carga, su esfuerzo de preconsolidación fue de 0.65 kg/cm². La etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 0.60, 0.30 y 0.15 kg/cm². La primera etapa de recarga con incrementos hacia 0.45, 0.75, 1.00 y 1.15 kg/cm². La curva de compresibilidad es la que se muestra en la Figura 5.10.

En línea punteada se observa la curva de compresibilidad obtenida en el ensayo de consolidación utilizando el espécimen de 2 cm de altura. El esfuerzo de preconsolidación fue de 0.62 kg/cm² y su diferencia es de 4.8%.

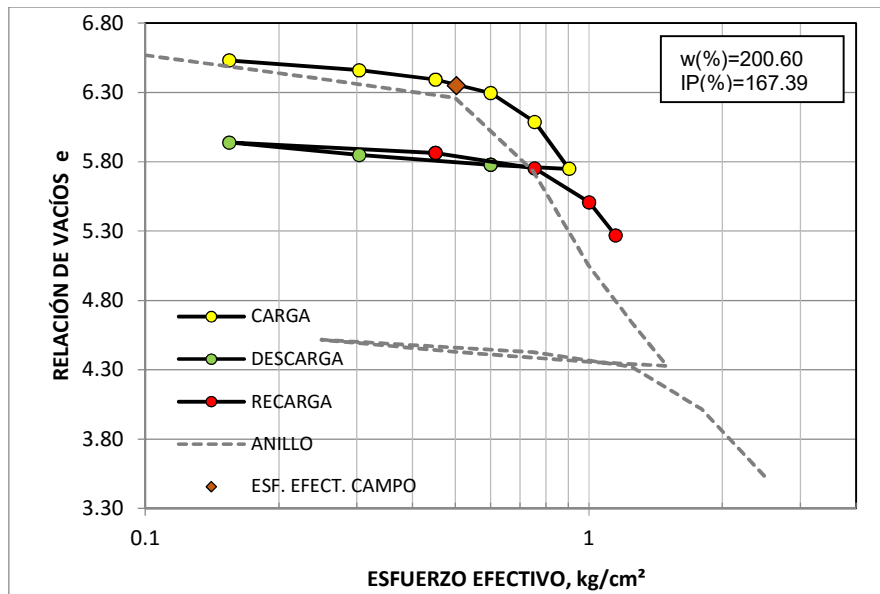


Figura 5.10. Curva de compresibilidad, ensayo P-5

Ensayo P-6

A la muestra 13 (C) del sondeo BHMA-18 de 8.96 cm de espesor se le aplicaron incrementos de esfuerzo efectivo de 0.25, 0.50, 0.75, 0.90 y 1.05 kg/cm² en su etapa de carga, su esfuerzo de preconsolidación fue de 0.80 kg/cm². La etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 0.75 y 0.25 kg/cm². La etapa de recarga con incrementos hacia 0.50, 0.90, 1.15 y 1.25 kg/cm². La curva de compresibilidad es la que se muestra en la Figura 5.11. En línea punteada se observa la curva de compresibilidad obtenida en el ensayo de consolidación utilizando el espécimen de 2 cm de altura. El esfuerzo de preconsolidación fue de 0.80 kg/cm² y su diferencia es de 0.0%.

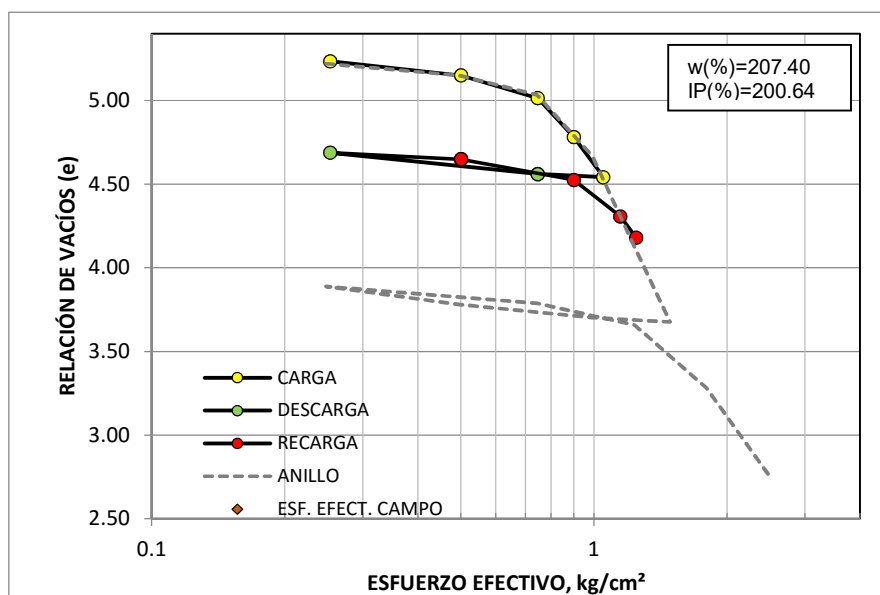


Figura 5.11. Curva de compresibilidad, ensayo P-6.

Ensayo P-7

Este ensayo se lo realizó en el equipo construido para mayor deformación axial. Su espesor es de 8.88 cm. Se le aplicaron a la muestra 11 (C) del sondeo BHMA-11 incrementos de esfuerzo efectivo de 0.15, 0.30, 0.60, 0.75, 0.90, 1.05, 1.20, 1.40, 1.70 y 2.50 kg/cm², su esfuerzo de preconsolidación fue de 0.38 kg/cm². La etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 1.00, 0.60, 0.30 y 0.15 kg/cm². La curva de compresibilidad es la que se muestra en la Figura 5.12.

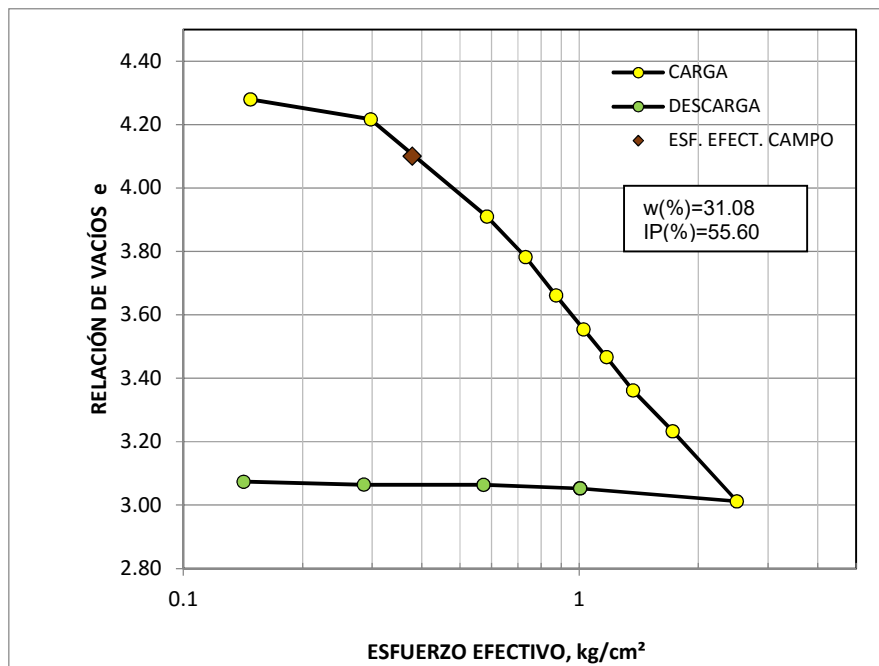


Figura 5.12. Curva de compresibilidad, ensayo P-7

Ensayo P-9

Se le aplicaron a la muestra 20 (C) del sondeo BHMA-16 de 9.02 cm de espesor, incrementos de esfuerzo efectivo de 0.15, 0.30, 0.45, 0.60, 0.75 y 0.90 kg/cm², su esfuerzo de preconsolidación fue de 0.55 kg/cm². La etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 0.60, 0.30 y 0.15 kg/cm². La curva de compresibilidad es la que se muestra en la Figura 5.13.

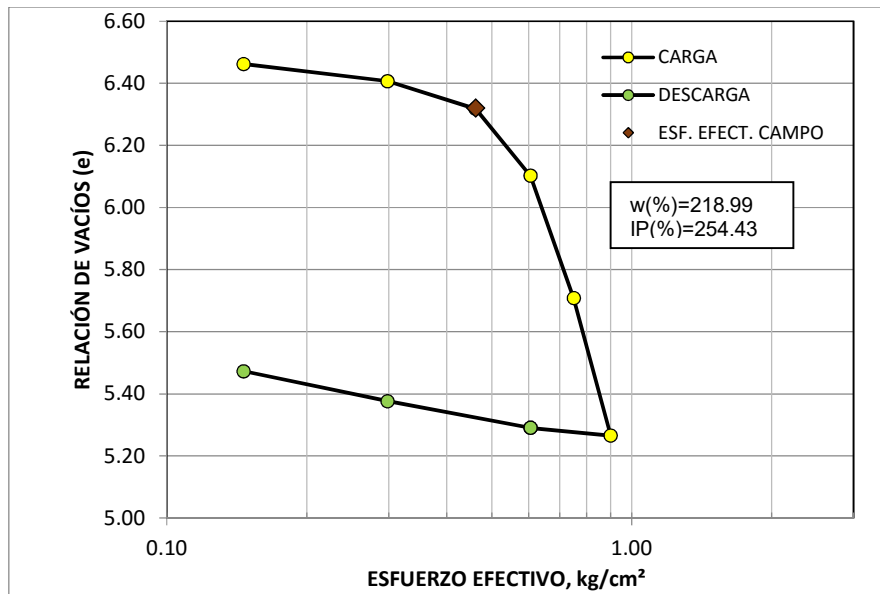


Figura 5.13. Curva de compresibilidad, ensayo P-9.

Ensayo P-10

Este ensayo se lo realizó en el equipo construido para lograr mayor deformación axial. Se le aplicaron a la muestra 19 (C) del sondeo BHMA-05B, de 9.28 cm de espesor, incrementos de esfuerzo efectivo de 0.30, 0.60, 0.75, 0.90, 1.20, 1.40, 1.60, 1.80 y 2.00 kg/cm², su esfuerzo de preconsolidación fue de 1.00 kg/cm². La etapa de descarga se realizó con decrementos hacia 1.60, 0.90, 0.60 y 0.30 kg/cm². La curva de compresibilidad es la que se muestra en la Figura 5.14.

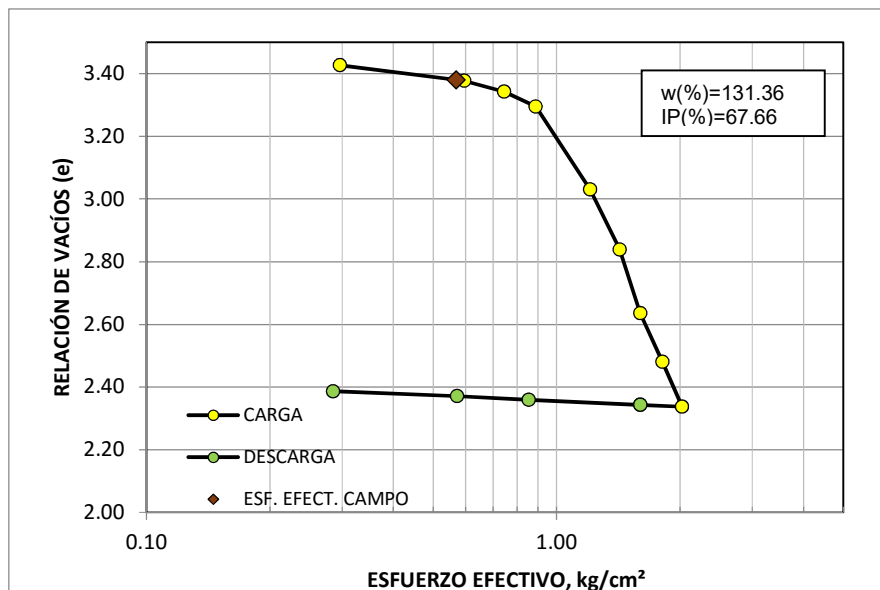


Figura 5.14. Curva de compresibilidad, ensayo P-10

5.4. Comportamiento de la velocidad de propagación de ondas

En este capítulo se analizará el comportamiento de la velocidad de propagación de las ondas cortantes (V_s) y de compresión (V_p) a través de cada una de las muestras de suelo analizadas, determinada al final de cada incremento de esfuerzo efectivo. Las velocidades de onda cortante se midieron aplicando frecuencias de excitación de entre 1 kHz y 7 kHz mientras que las velocidades de onda de compresión se determinaron con las frecuencias de 40 kHz y 60 kHz.

5.4.1. Velocidad de las ondas de corte (V_s)

Las lecturas se registraron con ayuda del programa LabView. Para determinar el tiempo de arribo se decidió adoptar el criterio pico – pico para evitar la interferencia debida a la presencia de ondas de compresión y al efecto de campo cercano que se produce en la llegada de la onda cortante.

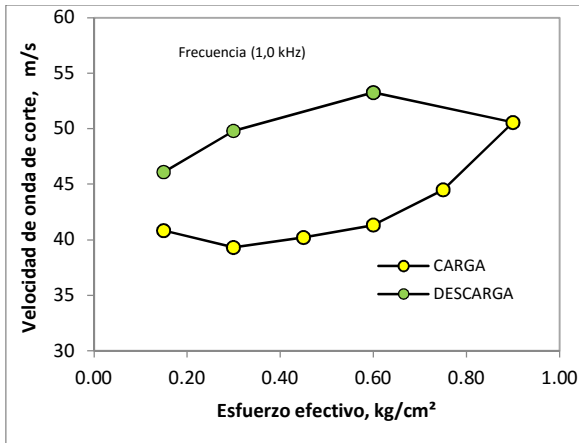
Además se elaboró una hoja electrónica para calcular el tiempo de arribo de onda de corte emitida por los elementos de flexión, que se basa en la detección de los valores mínimos de las funciones involucradas, dentro del rango limitado por el máximo de la función recibida. Esto permitió dar mayor celeridad al proceso de cálculo.

Para ilustrar el trabajo realizado, se muestran a continuación los gráficos de velocidad de onda cortante contra esfuerzo efectivo, aplicando las frecuencias de excitación de entre 1 kHz y 7 kHz obtenidos en el ensayo P-9 (sondeo BHMA-16), como se ve en las Figuras 5.15 a), b), c), d), e), f) y g).

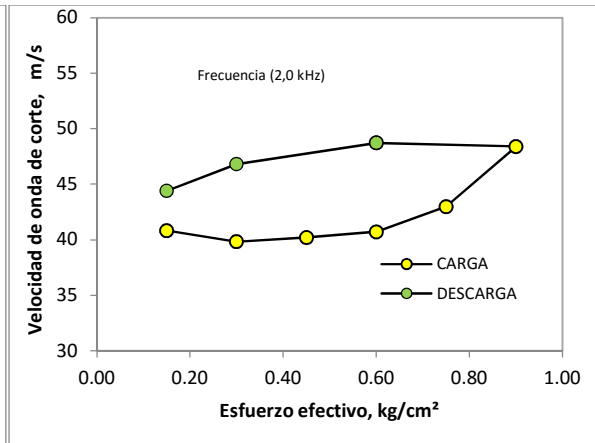
Para las frecuencias de 1 kHz y 2 kHz se tiene que la curva de carga decrece y luego crece con el esfuerzo efectivo. Esta variación se debe a que las frecuencias utilizadas están influenciadas en mayor escala por el efecto de campo cercano, en comparación con las frecuencias siguientes. La curva de descarga es descendente y no presenta ninguna novedad.

A partir de 3 kHz se observa que la tendencia de la curva de carga es creciente y se compone por dos tramos de diferente pendiente, que son equivalentes a las ramas preconsolidada (la de menor pendiente) y normalmente consolidada (la de mayor pendiente) de la curva de compresibilidad. Las curvas de carga y descarga se encuentran desplazadas una de la otra debido a la deformación permanente y consecuente rigidización de la probeta por el proceso de consolidación.

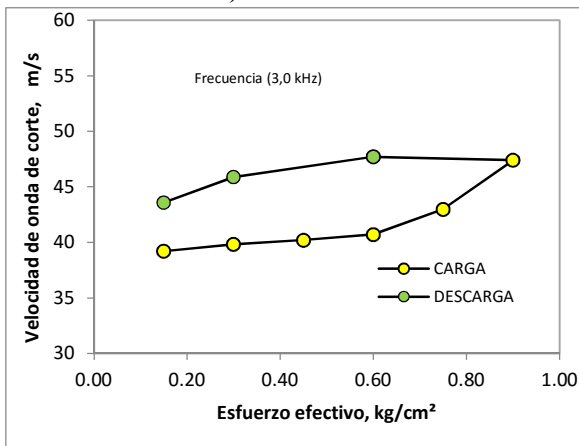
Este comportamiento se observó de manera general en los nueve ensayos realizados.



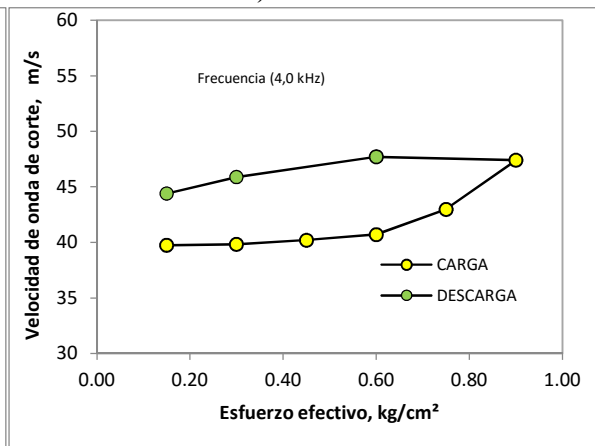
a) Frecuencia 1 kHz



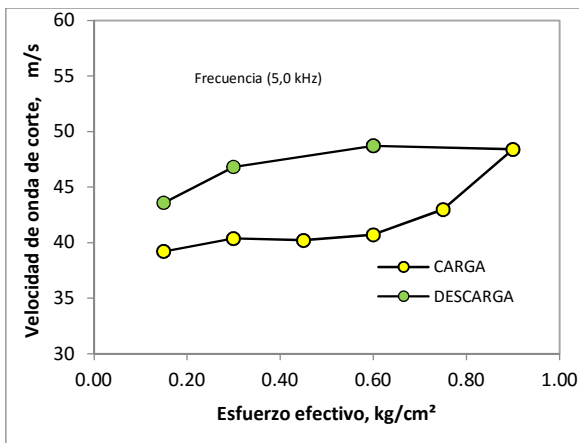
b) Frecuencia 2 kHz



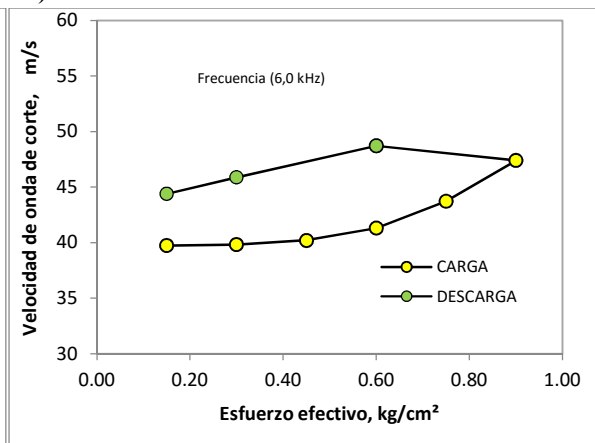
c) Frecuencia 3 kHz



d) Frecuencia 4 kHz



e) Frecuencia 5 kHz



f) Frecuencia 6 kHz

Figura 5.15. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda cortante para las diferentes frecuencias de excitación.

f)

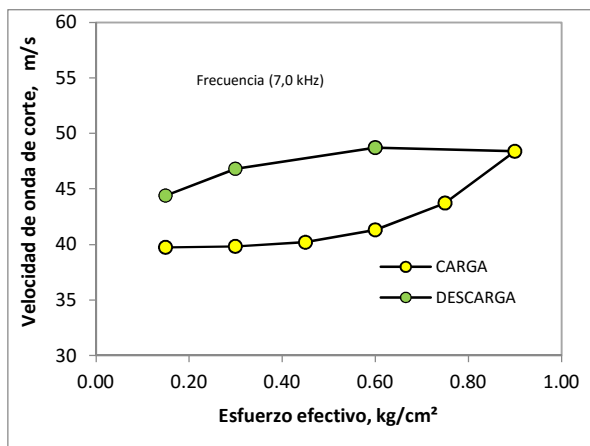


Figura 5.15. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda cortante para las diferentes frecuencias de excitación. (Continuación)

g) Frecuencia 7 kHz

En la Figura 5.16 se observa la unificación de las Figuras 5.15. En ella se muestra que para las frecuencias de excitación entre 3 kHz y 7 kHz las velocidades de onda cortante se incrementan de manera proporcional al esfuerzo efectivo aplicado, incluso manteniendo el mismo orden de magnitud, es decir que a partir de esta frecuencia la velocidad se vuelve independiente de la misma y depende solo del esfuerzo efectivo aplicado y por lo tanto de la variación de la relación de vacíos.

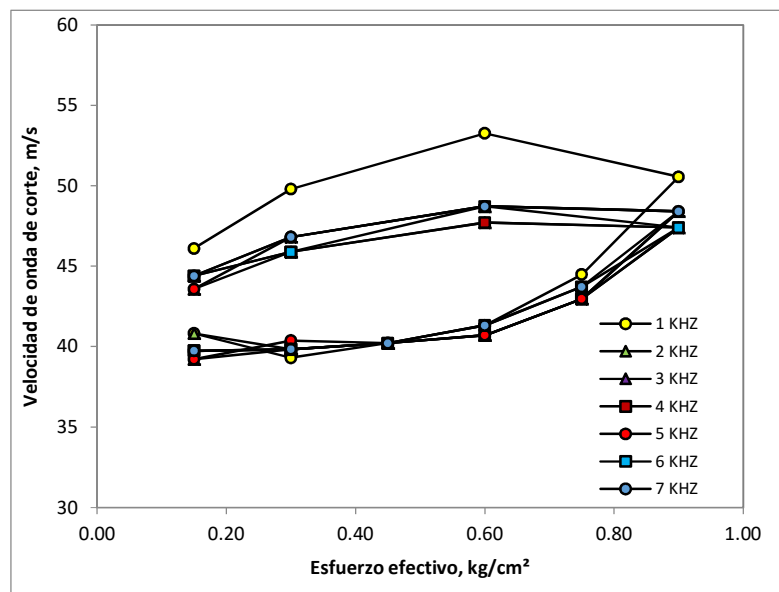
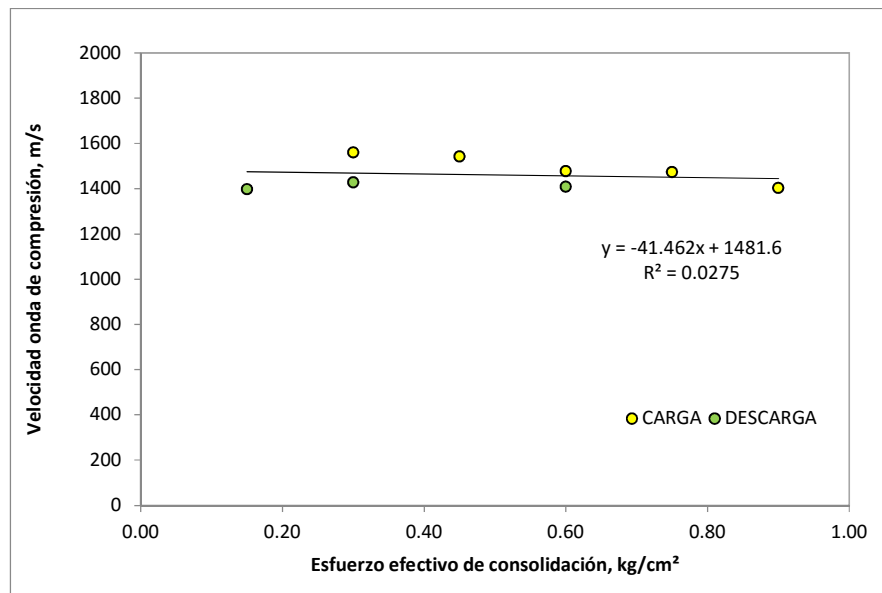


Figura 5.16. Relación del esfuerzo efectivo contra Vs para todas las frecuencias de excitación

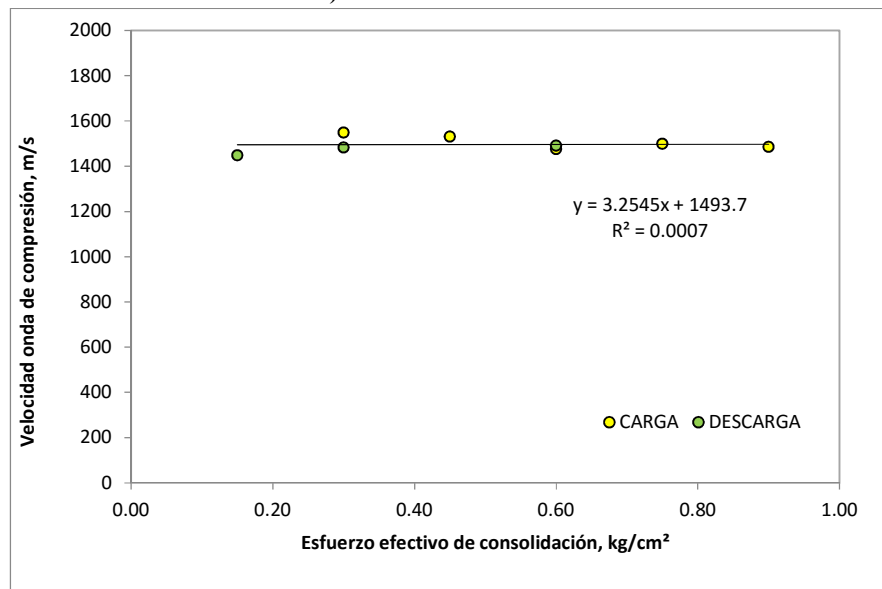
5.4.2. Velocidad de las ondas de compresión (Vp)

Para el cálculo de la velocidad de ondas de compresión se utilizó el criterio de la primera deflexión, por no existir ningún efecto adverso que impida identificar la llegada de la señal. De la misma manera, para ilustrar el trabajo que se realizó con las nueve muestras estudiadas, se observa en las Figuras 5.17 a) y b) las velocidades de la onda de compresión

para el ensayo P-9 (sondeo BHMA-16) correspondientes a las etapas de carga y descarga. Se encontró que al estar las muestras prácticamente saturadas, los valores de velocidad de la onda de compresión oscilan entre los 1400 m/s y 1600 m/s, que son cercanos a la velocidad de la onda de compresión en el agua que es de 1530 m/s. Se piensa que la variación presentada se debe a la refracción de las ondas en las paredes rígidas que contienen a la probeta.



a) Frecuencia 40 kHz



b) Frecuencia 60 kHz

Figura 5.17. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda de compresión para las frecuencias de 40 y 60 kHz de la muestra P-9 (BHMA-16)

La Figura 5.18 muestra la relación entre la velocidad de onda de compresión y el esfuerzo efectivo aplicado en las muestras P-1, P-3, P-4, P-5 y P6, con la frecuencia de 40 kHz. No se presentan los resultados de las pruebas restantes por problemas presentados con los transductores durante la medición. Sin embargo se observa que el comportamiento es prácticamente lineal al no haber variación significativa en el grado de saturación de las muestras, las cuales se consideran saturadas desde el inicio de la prueba. Se observó similar comportamiento con la frecuencia de excitación de 60 kHz, por lo que no se vio la necesidad de reportarlo.

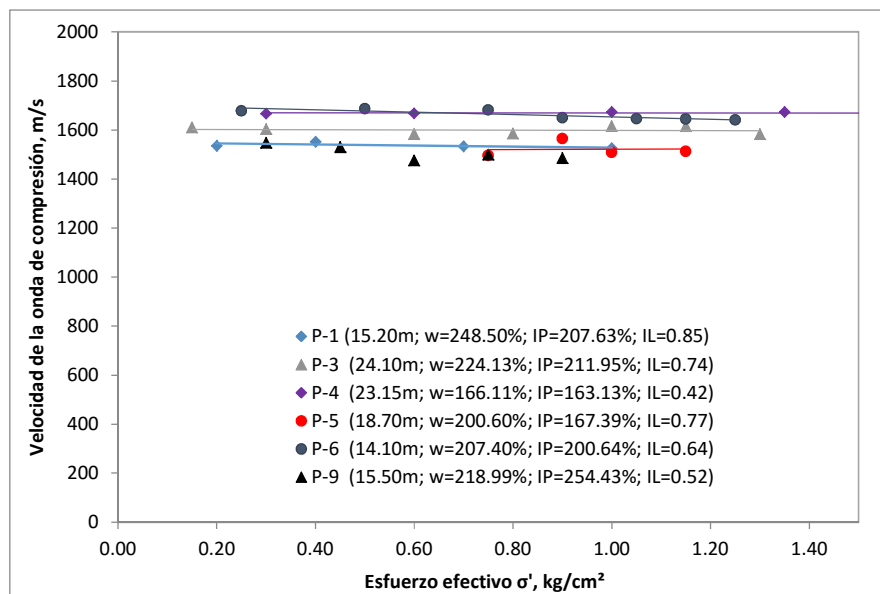
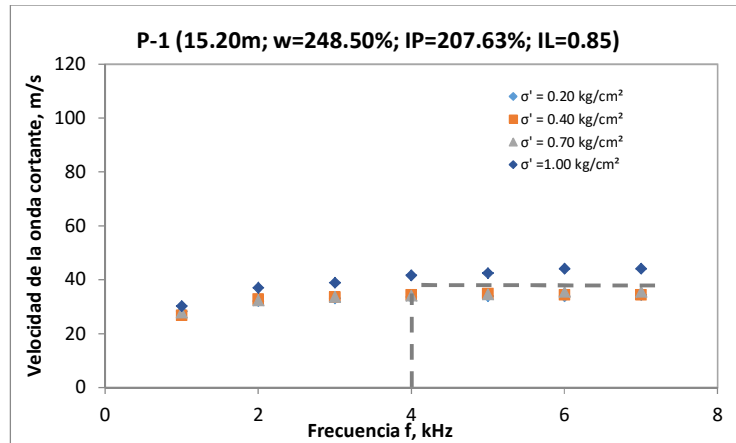


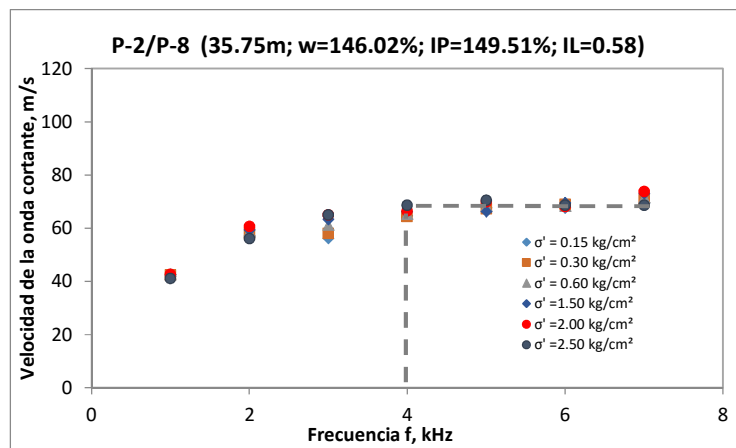
Figura 5.18. Curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda de compresión

5.5. Relación entre frecuencia de entrada y velocidad de onda cortante (Vs)

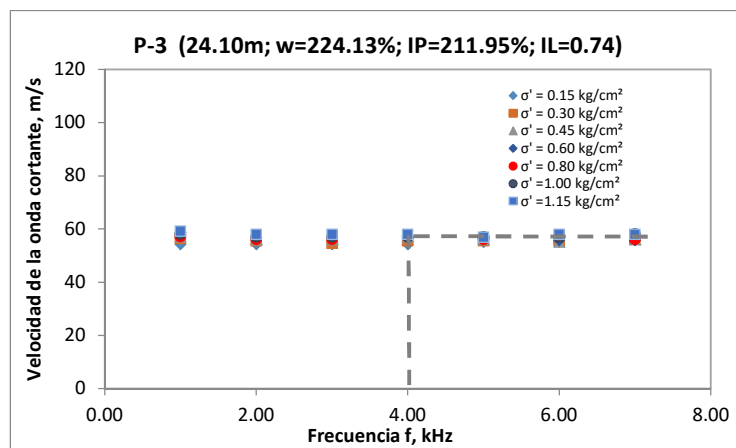
Se graficaron las relaciones entre la frecuencia de entrada y la velocidad de onda cortante durante la primera etapa de carga de las diferentes pruebas de consolidación, con lo cual se obtuvieron las Figuras 5.19 a), b), c), d), e), f), g), h) e i) correspondientes a cada una de las muestras ensayadas. Se puede observar de manera general que la pendiente de la curva frecuencia contra velocidad de onda cortante es pronunciada hasta los 3 kHz. A continuación se tiene la disminución de esta pendiente hasta que la curva se vuelve asintótica aproximadamente a partir de los 4 kHz es decir que la velocidad se vuelve constante e independiente de la frecuencia de excitación, por esta razón se tomó como frecuencia de referencia a 4 kHz para el cálculo de velocidad y su comparación con la velocidad obtenida en campo.



a) Ensayo P-1, sondeo SS-01

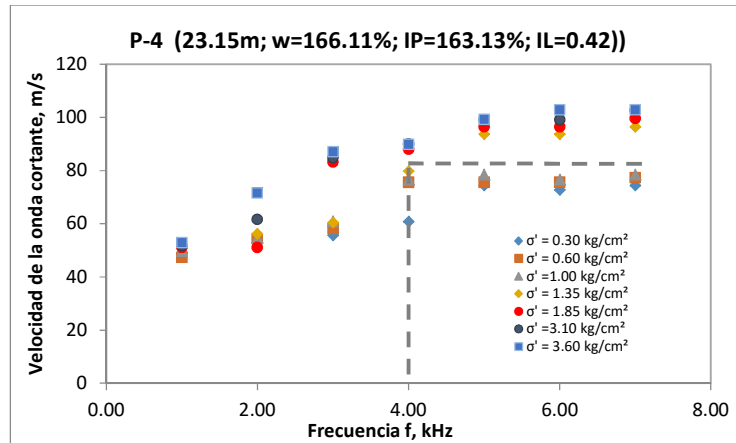


b) Ensayo P-2/P-8, sondeo BHMA-12

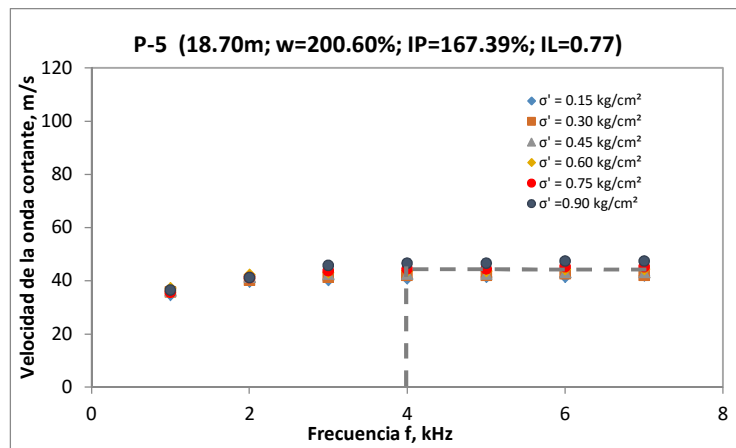


c) Ensayo P-3, sondeo BHMA-10

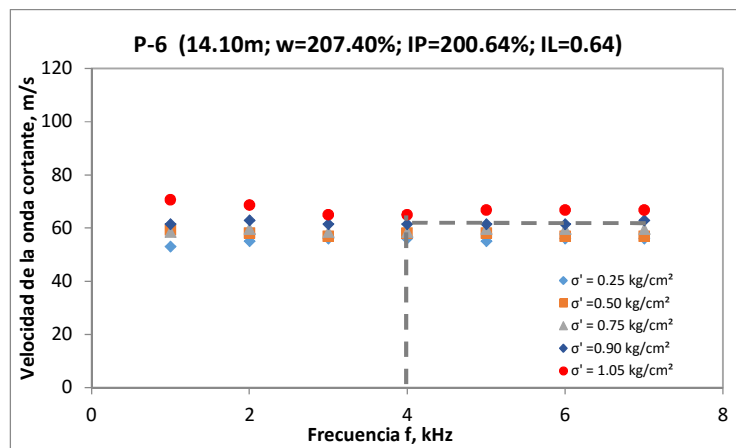
Figura 5.19. Curvas de frecuencia contra velocidad de onda cortante para las muestras ensayadas



d) Ensayo P-4, sondeo BHMA-25

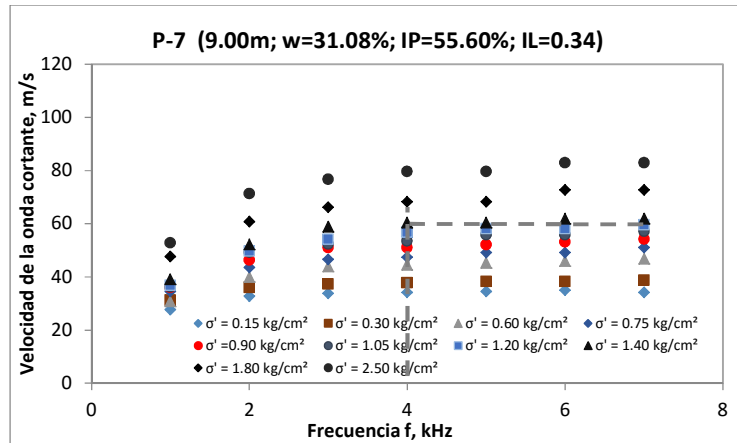


e) Ensayo P-5, sondeo BHMA-16

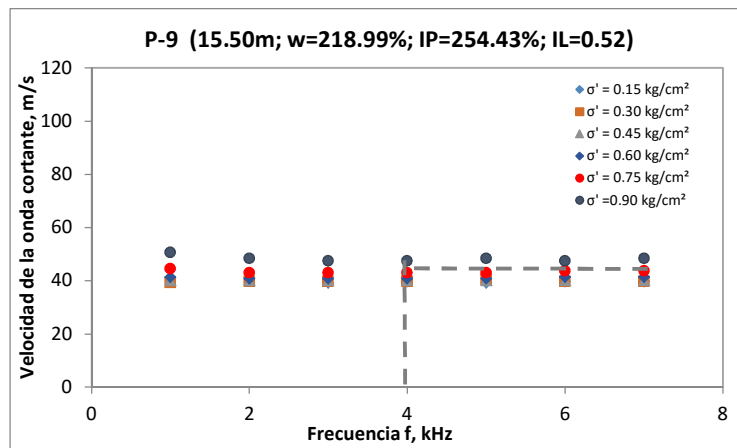


f) Ensayo P-6, sondeo BHMA-18

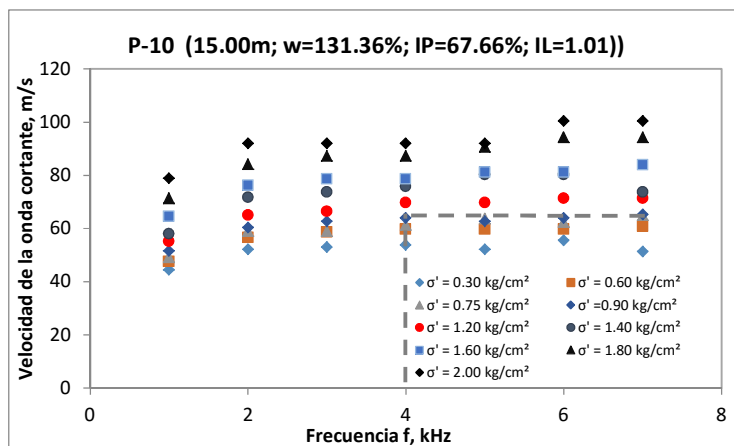
Figura 5.19. Curvas de frecuencia contra velocidad de onda cortante para las muestras ensayadas (Continuación)



g) Ensayo P-7, sondeo BHMA-11



h) Ensayo P-9, sondeo BHMA-16



i) Ensayo P-10, sondeo BHMA-05B

Figura 5.19. Curvas de frecuencia contra velocidad de onda cortante para las muestras ensayadas

5.6. Determinación de la frecuencia dominante del sistema y cálculo del factor Rd

Se calculó la frecuencia dominante del sistema para cada etapa de carga, descarga y recarga de los nueve ensayos realizados con el método descrito en el numeral 4.8 de este documento. Las Figuras 5.20 muestran la relación entre la frecuencia de excitación y el cociente espectral para cada estado de carga y descarga del ensayo P-9 (sondeo BHMA-16), el cual fue seleccionado para ejemplificar el proceso realizado. Se encontró que la frecuencia fundamental del sistema oscila entre los 1807 Hz y 2295 Hz, dependiendo del estado de esfuerzos aplicado y de la rigidez resultante del material; se puede decir que un valor promedio de la frecuencia fundamental del sistema es 2000 Hz.

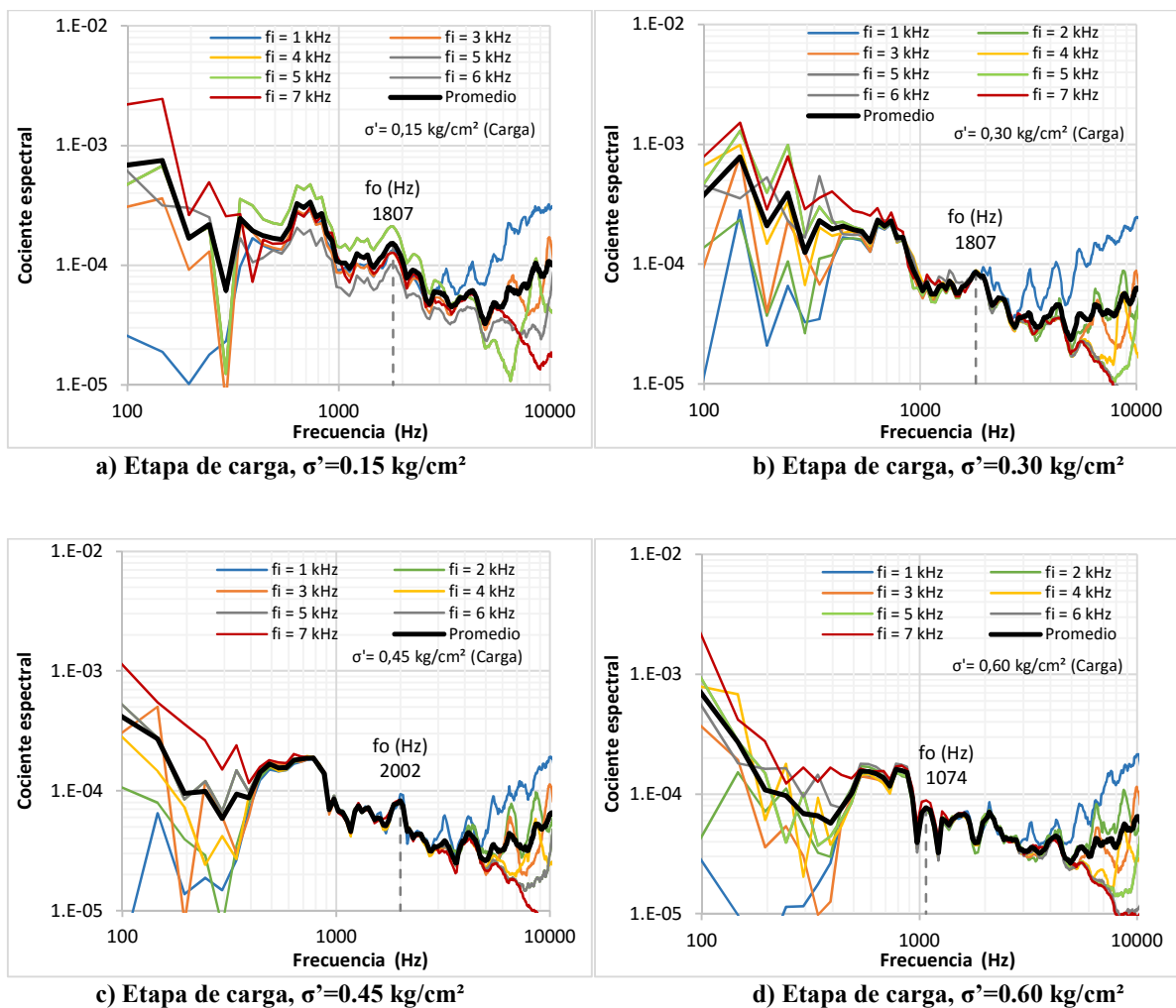


Figura 5.20. Curvas de frecuencia de excitación contra cociente espectral

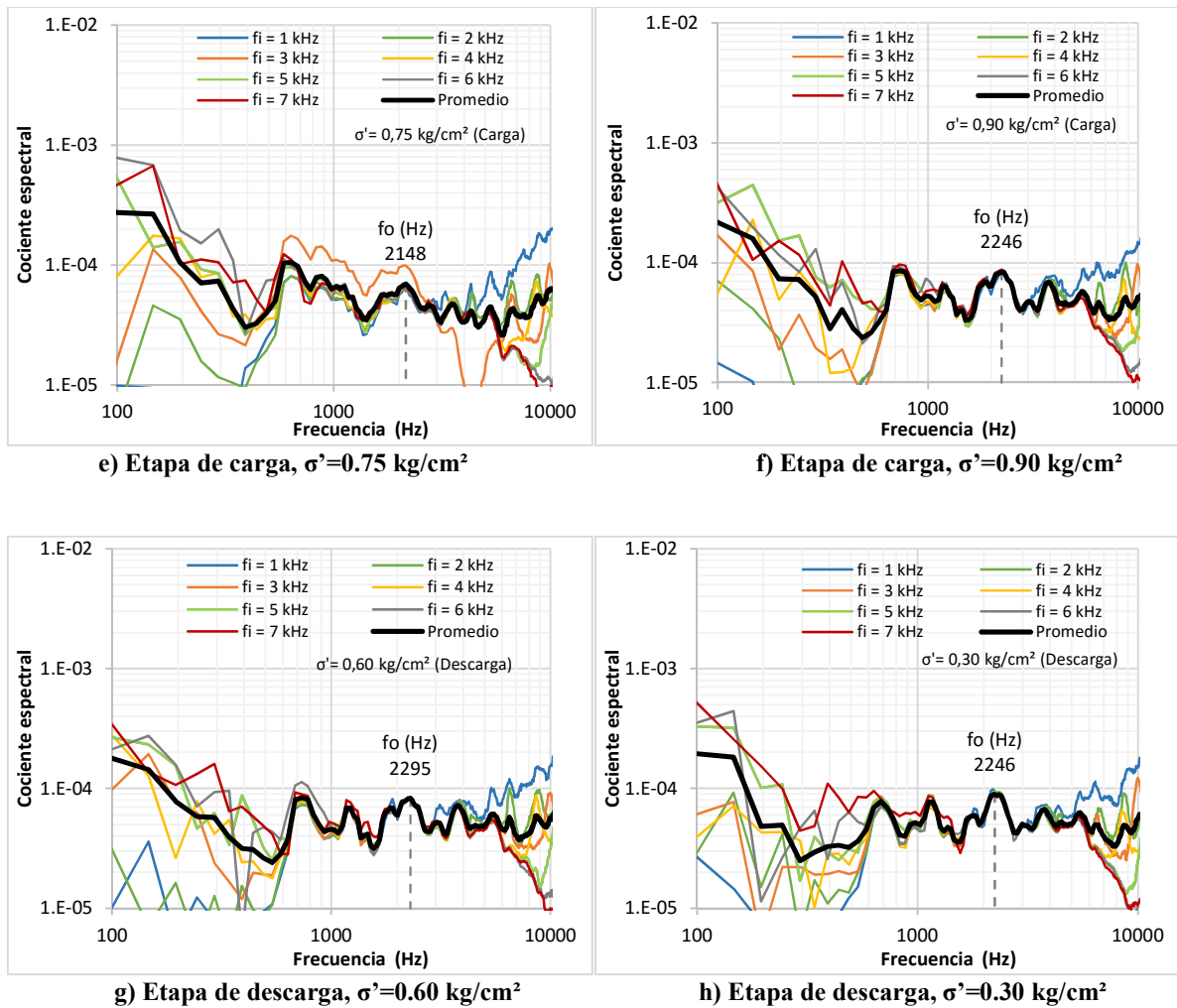


Figura 5.20. Curvas de frecuencia de excitación contra cociente espectral (Continuación)

Aplicando la expresión 4.6 se calculó el factor R_d para las frecuencias dominantes del sistema encontradas en cada incremento de carga y descarga del ensayo P-9 (BHMA-16) y se graficó este resultado versus la frecuencia de excitación o de entrada. Los resultados se muestran en la Figura 5.21 en donde se observa una tendencia lineal, lo que significa que para este ensayo prácticamente no existe interferencia del efecto de campo cercano en la determinación de la velocidad de onda cortante, esto se debe al criterio empleado para determinar el tiempo de arribo de la onda cortante. Similares resultados se obtuvieron para todos los ensayos.

En la Figura 5.21 se observa que los resultados se agrupan entre los valores de R_d de 2 y 3, excepto por el resultado correspondiente al esfuerzo efectivo de 0.60 kg/cm^2 aplicado en la etapa de carga, para el cual la frecuencia fundamental del sistema se determinó en 1074 Hz .

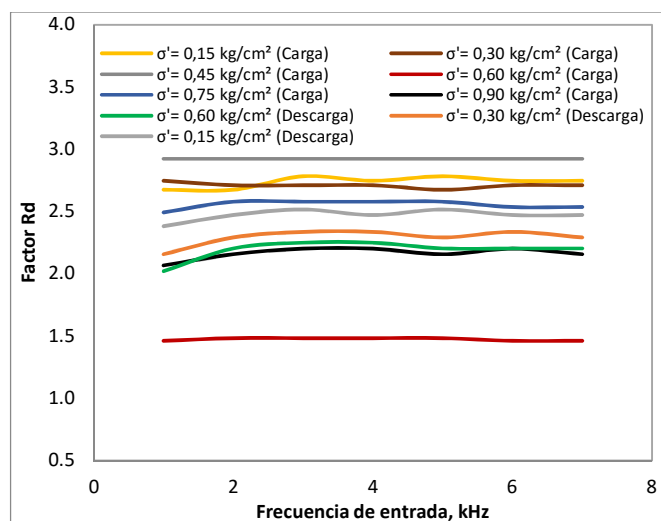
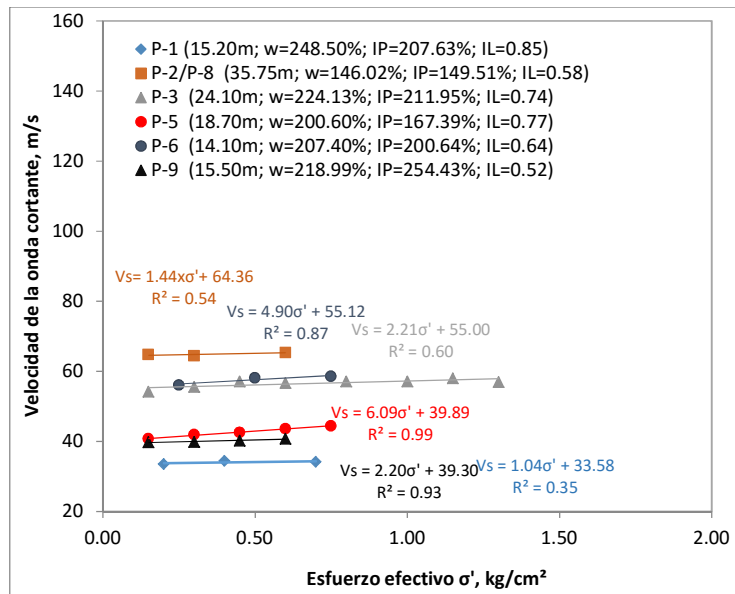


Figura 5.21. Relación entre el factor Rd y la frecuencia de entrada

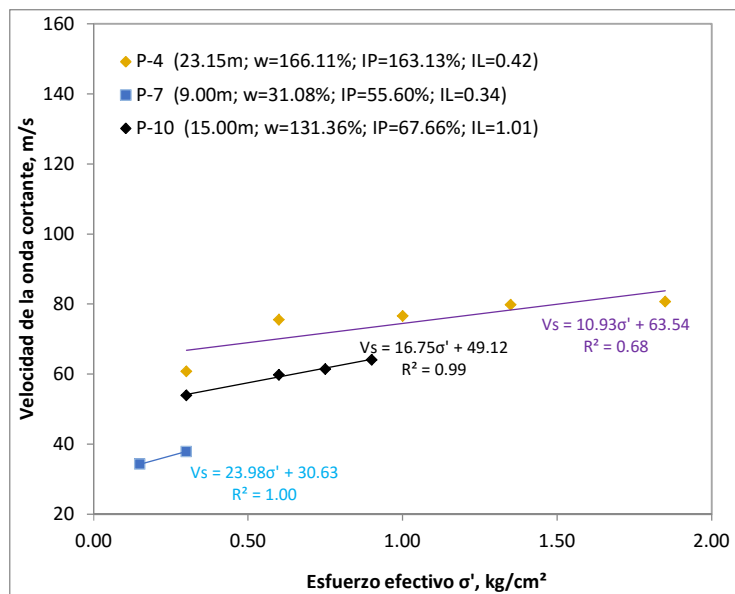
5.7. Comportamiento de la velocidad de onda cortante con la frecuencia de entrada de 4 kHz

Como se explicó en el inciso 5.7 anterior, se observó que a partir de la frecuencia de 4 kHz la velocidad de propagación de onda cortante se vuelve prácticamente constante. Interesa ahora conocer la variación de la pendiente de las curvas esfuerzo efectivo contra velocidad de onda cortante en la rama preconsolidada y en la rama normalmente consolidada. En la Figura 5.22 a) y b) se muestran los gráficos en la rama preconsolidada que presentaron pendientes menores de 10 m/s y mayores de 10 m/s respectivamente, mientras que en la Figura 5.23 a) y b) se presenta la variación en la rama normalmente consolidada, con pendientes mayores de 10 m/s y menores de 10 m/s respectivamente. Se toma el valor de 10 por convenir a la separación de los resultados.

En la rama preconsolidada se observa que aquellas muestras con índice plástico menor a 200 presentan pendientes entre 11.23 y 25.08 en las curvas esfuerzo – velocidad mientras que las muestras que tienen un índice de plasticidad mayor a 200 tienen pendientes entre 1.04 y 6.09, esto significa que el incremento de esfuerzo efectivo produce mayor rigidización en materiales con índices de plasticidad bajos, esto se refleja a su vez en la variación creciente de la velocidad de propagación de la onda de cortante.

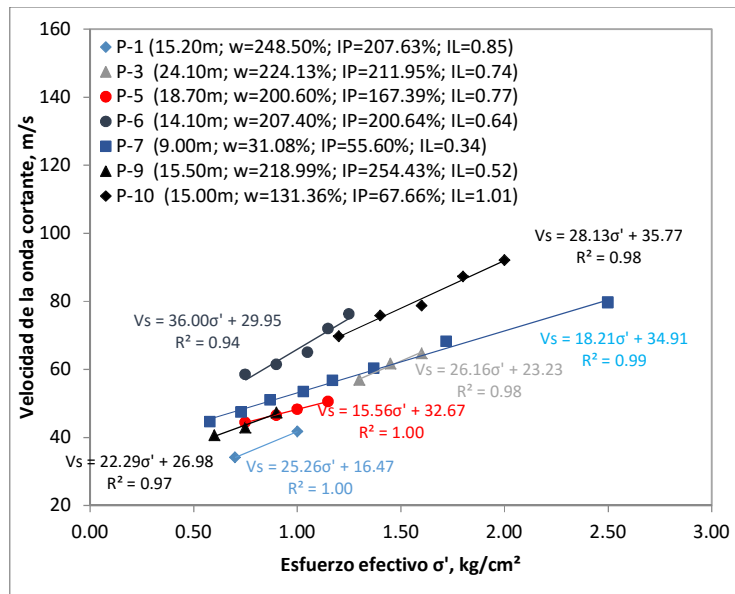


a) Variación de V_s con el incremento de σ' con pendiente menor a 10 m/s

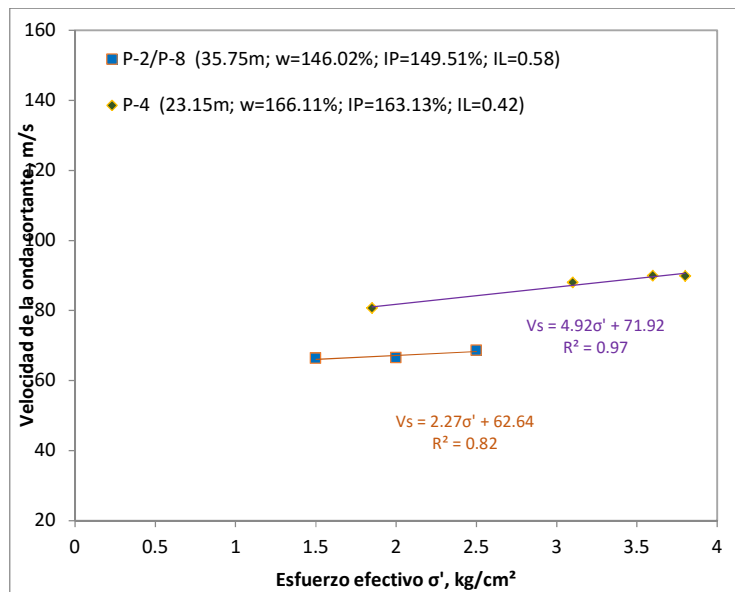


b) Variación de V_s con el incremento de σ' , con pendiente mayor a 10 m/s

Figura 5.22. Variación de la velocidad de onda cortante con el incremento de esfuerzo efectivo en la rama preconsolidada



a) Variación de V_s con el incremento de σ' con pendiente mayor a 10 m/s



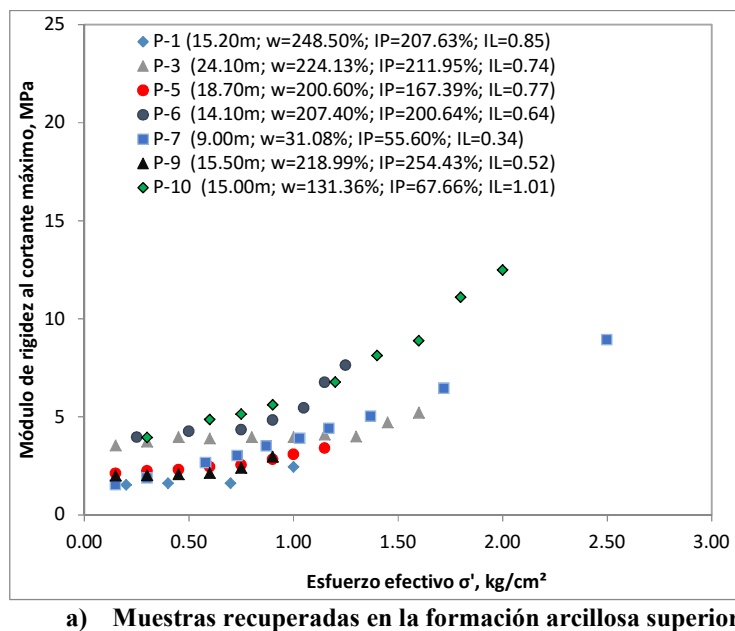
b) Variación de V_s con el incremento de σ' con pendiente menor a 10 m/s

Figura 5.23. Variación de la velocidad de onda cortante con el incremento de esfuerzo efectivo en la rama normalmente consolidada

En la rama normalmente consolidada en cambio, se observa un comportamiento más homogéneo pues las pendientes en general son mayores a 15 m/s. Los ensayos P-4 y P-8 que están a mayor profundidad sin embargo, muestran pendientes menores a 10.

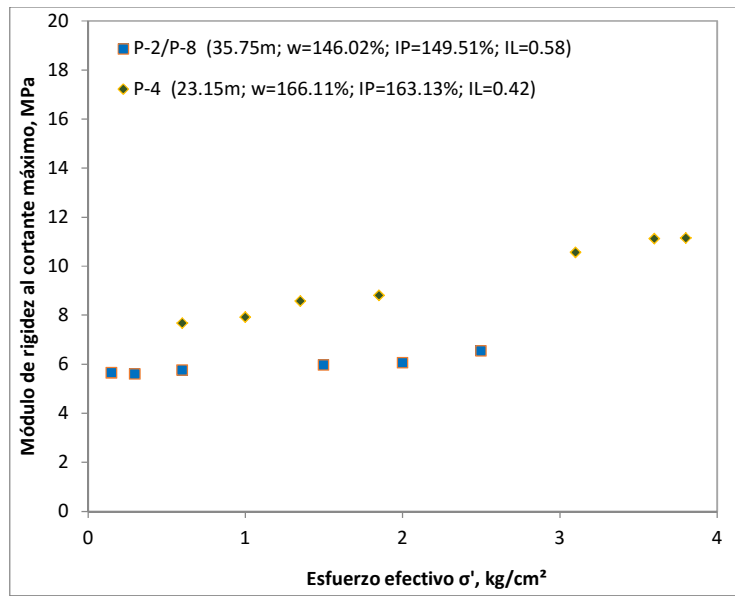
5.8. Cálculo del módulo de rigidez al cortante máximo (G_0) para cada incremento del esfuerzo efectivo.

Utilizando la expresión 3.1 se calculó la variación del módulo de rigidez al cortante máximo con el incremento del esfuerzo efectivo en las ramas preconsolidada y normalmente consolidada de cada ensayo. Los resultados se resumen en las Figuras 5.24 a) y b), en las que se observa que las muestras obtenidas a mayor profundidad, es decir, bajo la primera capa dura, que tienen a su vez el menor contenido de agua y el menor índice plástico del grupo de muestras estudiado, presentan un comportamiento cuadrático con una pendiente muy pequeña, en tanto que las probetas restantes, que fueron extraídas de la formación arcillosa superior, presentan una tendencia cuadrática con pendientes pronunciadas.



a) Muestras recuperadas en la formación arcillosa superior

Figura 5.24. Variación del módulo de rigidez al cortante con el incremento de esfuerzo efectivo



b) Muestras recuperadas bajo la primera capa dura

Figura 5.24. Variación del módulo de rigidez al cortante con el incremento de esfuerzo efectivo (Continuación)

CAPÍTULO 6.

CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS DINÁMICOS CORRESPONDIENTES A LAS CONDICIONES DE ESFUERZO DE CAMPO.

6.1. Velocidad de onda cortante correspondiente al esfuerzo efectivo de campo.

Para determinar la velocidad de onda cortante a la profundidad de extracción de cada probeta ensayada se recurrió a las curvas de esfuerzo efectivo contra velocidad de onda de corte, elaboradas con la frecuencia de excitación de 4 kHz. Se ubicó en cada una de ellas el esfuerzo efectivo existente en el campo, calculado en el numeral 5.2 y se determinó directamente de la curva, la velocidad de propagación de onda cortante que le corresponde. La Tabla 6.1 resume los valores obtenidos.

Tabla 6.1. Velocidad de onda cortante de campo en m/s

Código de ensayo	Sondeo	Profundidad	Esfuerzo efectivo de campo kg/cm ²	Velocidad de onda cortante m/s
P-1	SS-01	14.90 – 15.50 m	0.47	34.30
P-2 / P-8	BHMA-12	35.25 – 36.25 m	1.90	66.50
P-3	BHMA-10	23.60 – 24.60 m	0.59	55.20
P-4	BHMA-25	22.85 – 23.45 m	0.81	76.00
P-5	BHMA-16	18.20 – 19.20 m	0.50	42.80
P-6	BHMA-18	13.60 – 14.60 m	0.39	57.10
P-7	BHMA-11	8.50 – 9.50 m	0.38	40.50
P-9	BHMA-16	15.00 – 16.00 m	0.46	40.30
P-10	BHMA-05B	14.50 – 15.50	0.57	59.00

6.2. Cálculo del módulo de rigidez al cortante máximo (G_0)

En la Tabla 6.2 se muestra el valor del módulo G_0 calculado con la ecuación 3.1 para la velocidad de onda cortante correspondiente al esfuerzo efectivo de campo, utilizando la frecuencia de excitación de 4 kHz.

Tabla 6.2. Módulo de rigidez al cortante G_0 correspondiente al esfuerzo efectivo de campo

Código de ensayo	Sondeo	Muestra	Peso volumétrico (g/cm ³)	Velocidad de onda cortante (m/s)	Módulo de rigidez al cortante (MPa)
P-1	SS-01	M4	1.24	34.30	1.46
P-2 / P-8	BHMA-12	38 (C)	1.33	66.50	5.86
P-3	BHMA-10	25 (C)	1.22	55.20	3.73
P-4	BHMA-25	29 (C)	1.34	76.00	7.73
P-5	BHMA-16	24 (C)	1.25	42.80	2.28
P-6	BHMA-18	13 (C)	1.26	57.10	4.10
P-7	BHMA-11	11 (C)	1.31	40.50	2.15
P-9	BHMA-16	20 (C)	1.27	40.30	2.06
P-10	BHMA-05B	19 (C)	1.35	59.00	4.70

6.3. Comparación de los valores de velocidad de onda cortante obtenidos con diferentes métodos

Odómetro instrumentado y sonda suspendida

Se realizó la comparación con los resultados obtenidos de los ensayos de sonda suspendida (Sds-1 Ed y Sds-2 Ed) efectuados en el sector de “Edificios” del proyecto Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, sector de donde se extrajeron las muestras ensayadas. La figura 6.1 muestra la ubicación de los sondeos de los que se recuperaron las muestras y los sitios en donde se efectuaron los ensayos de sonda suspendida. Las coordenadas del ensayo P-9 son las mismas del ensayo P-5.

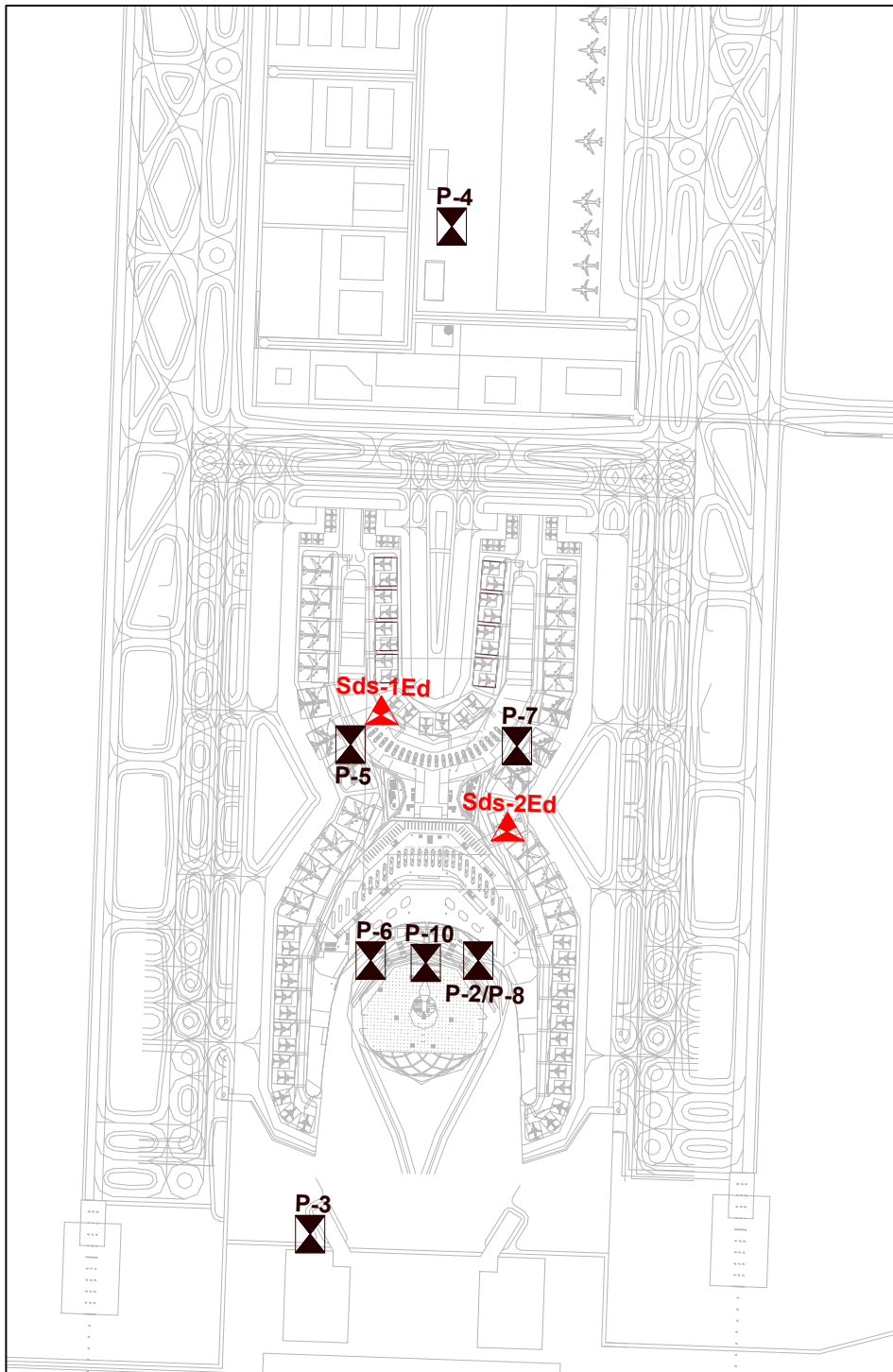


Figura 6.1. Ubicación de sondeos y ensayos de sonda suspendida

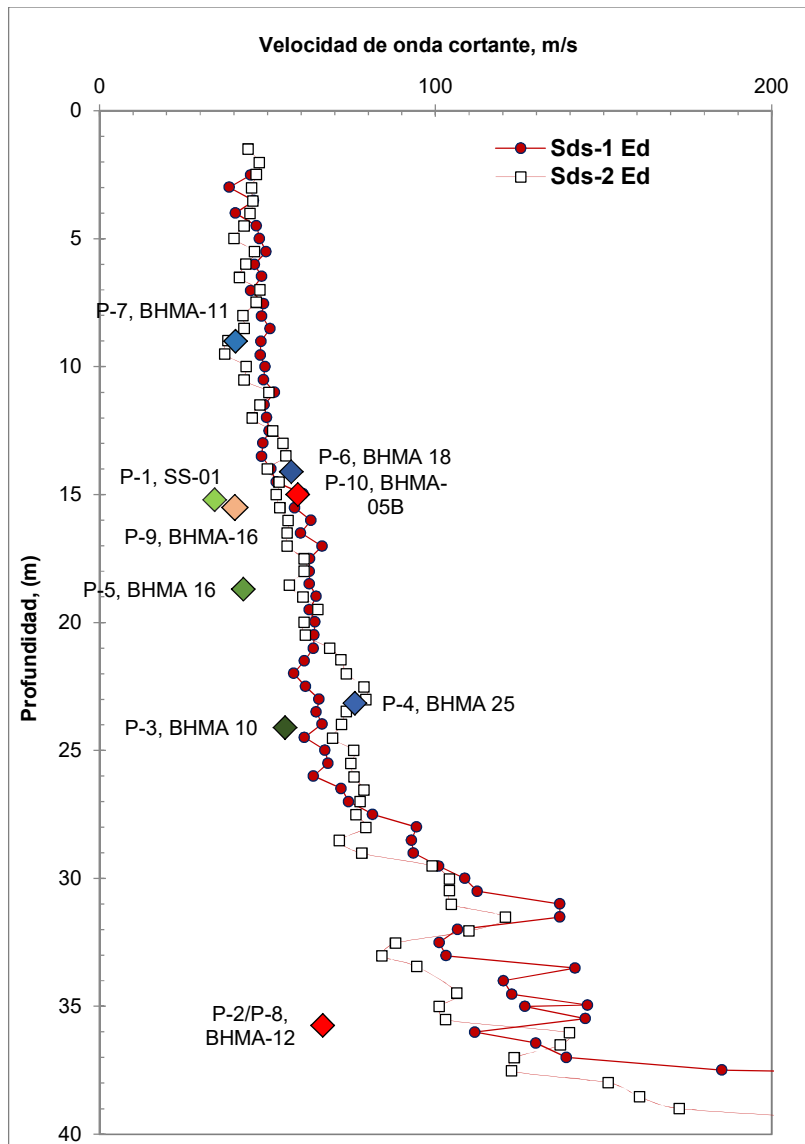


Figura 6.2. Velocidad de onda cortante, comparación del método de sonda suspendida y odómetro instrumentado

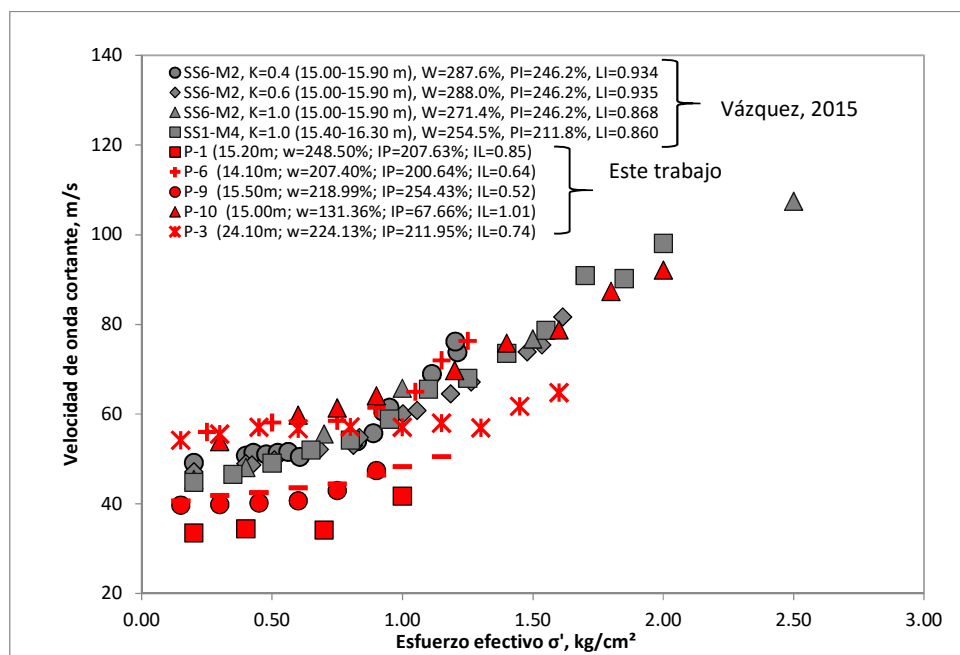
Los resultados de velocidad de onda cortante, calculados con la frecuencia de excitación de 4 kHz, correspondientes al valor de esfuerzo efectivo en campo reportados en la Tabla 6.1, son los que se muestran en la Figura 6.2. Se observa que en las muestras pertenecientes a la formación arcillosa superior (profundidad menor a 24 m) la diferencia máxima entre la velocidad medida en laboratorio y la velocidad determinada en campo, con relación al ensayo de sonda suspendida más cercano es de 25 m/s, determinada entre el ensayo P-1 y la sonda Sds-1 Ed., esto significa un 42% de diferencia, sin embargo no hay que perder de vista que cuatro de los nueve ensayos realizados (P-4, P-6, P-7 y P-10) tienen un 0% de diferencia. En la muestra P-2/P-8 se observa una diferencia con respecto a la sonda Sds-2 Ed de 36 m/s, que significa un 35.5 % de error. Aunque la diferencia porcentual entre los dos valores reportados es muy parecida, se debe tener presente que la muestra del ensayo P-

2/P-8 está ubicada en un sector que está afectado por el bombeo de agua para abastecer a la población.

Odómetro instrumentado y triaxial neumática instrumentada

Las Figuras 6.3 y 6.4 muestran los resultados de velocidad de onda cortante V_s y módulo de rigidez G_0 respectivamente, obtenidos por Vázquez (2015) en los ensayos realizados en el equipo triaxial neumático instrumentado con cristales piezoeléctricos, en los que se indujo varias condiciones de anisotropía a las muestras, para obtener las velocidades de propagación de onda cortante con los coeficientes K de 0.4, 0.6 y 1.0.

Se muestran en rojo en la figura 6.3, los resultados obtenidos en el presente trabajo, que son en condiciones K_0 y se puede observar que no existe una variación importante en la tendencia de la curva esfuerzo efectivo contra velocidad, respecto a los resultados presentados por Vázquez (2015). La dispersión que se observa en la gráfica se debe principalmente a que los resultados de este trabajo corresponden a varias muestras provenientes de diferentes profundidades, mientras que Vázquez desarrolló su investigación en probetas gemelas. Por lo anterior se puede concluir que la anisotropía con la se efectuaron los ensayos no interfieren en la velocidad de propagación de onda cortante.



De la misma manera se observa en la Figura 6.4 que no existe variación en la tendencia de la curva G_0 contra esfuerzo efectivo aplicado, por lo que se puede concluir que la anisotropía tampoco influye en el valor del módulo de rigidez al cortante.

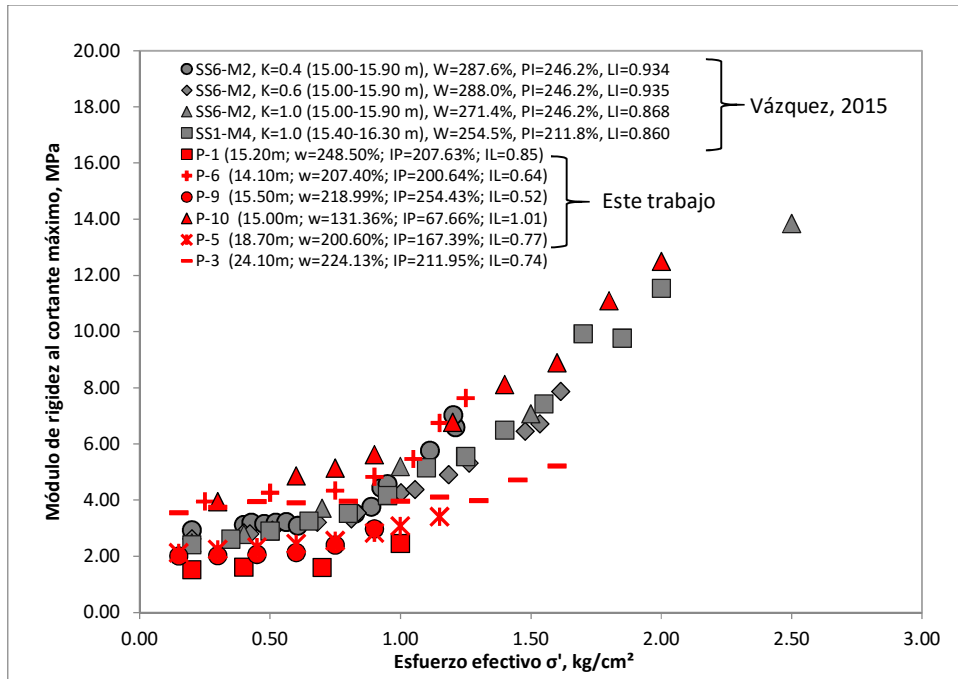


Figura 6.4. Comparación de G_0 obtenidos en condiciones K_0 y con anisotropía ($K=0.4$, $K=0.6$ y $K=1$)

La dispersión que se presenta entre los resultados obtenidos con el odómetro instrumentado, respecto del equipo triaxial, se debe principalmente a que con el último equipo se le aplican diferentes condiciones de anisotropía a una misma probeta, mientras que los resultados obtenidos con el presente trabajo pertenecen a muestras diferentes.

Odómetro instrumentado y columna resonante

En la Figura 6.5 se muestra los resultados de los valores de módulo de rigidez al cortante máximo G_0 obtenidos en la columna resonante y en el consolidómetro instrumentado, para muestras procedentes del ex lago de Texcoco, extraídas a profundidades similares. Se observa al igual que con los resultados del equipo triaxial instrumentado, que los resultados se agrupan manteniendo la misma tendencia, por lo que se puede concluir la validez de la técnica propuesta.

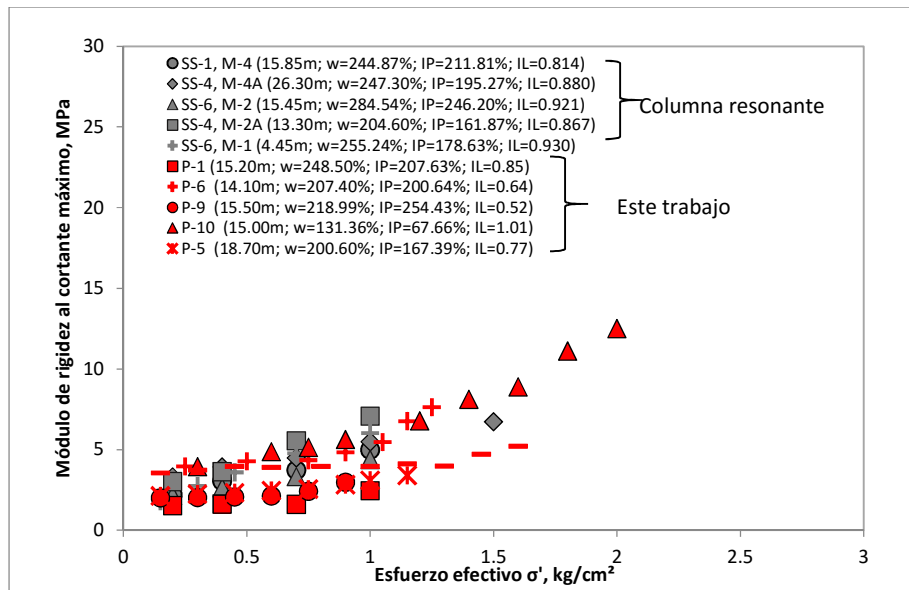


Figura 6.5. Comparación de los valores de G_0 obtenidos en la columna resonante y en el consolidómetro instrumentado

CAPÍTULO 7.

CORRELACIONES ENCONTRADAS PARA EL ESTADO DE ESFUERZOS DE CAMPO

7.1. Relación entre la velocidad de onda cortante V_s y la relación de preconsolidación OCR

En la Figura 7.1 se muestra la correspondencia entre el OCR y la velocidad de propagación de onda cortante correspondiente al esfuerzo efectivo de campo para las muestras ensayadas. Se observa una tendencia lineal con coeficiente de ajuste R^2 de 0.877.

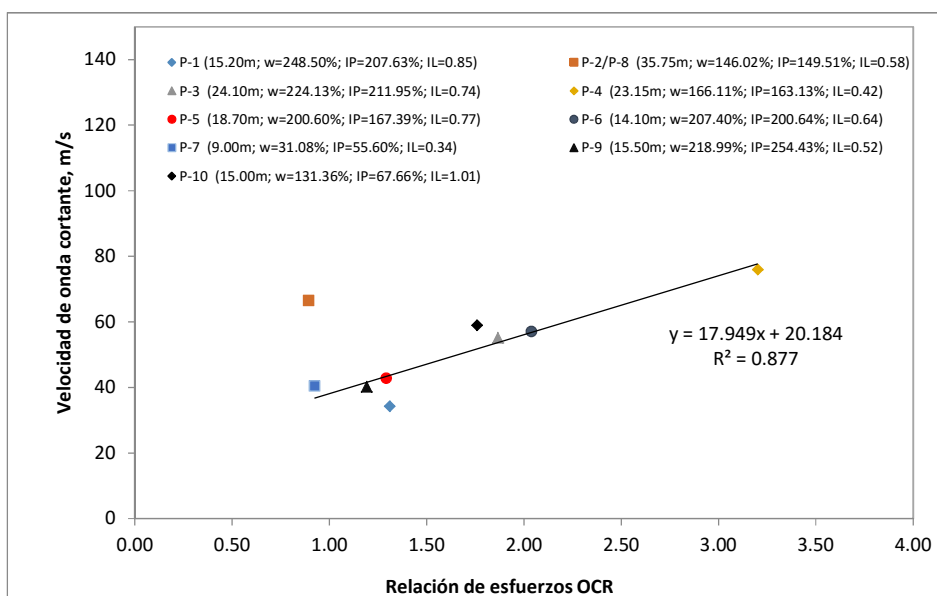


Figura 7.1. Relación entre OCR y V_s

Se observa que las muestras que pertenecen a la formación arcillosa superior se alinean con tendencia lineal, mientras que la muestra del ensayo P-2/P-8, que proviene de una profundidad de 35.75m se ubica fuera de la tendencia.

7.2. Relación entre el módulo de rigidez al cortante máximo G_0 y la relación de preconsolidación OCR

En la Figura 7.2 se muestra la correspondencia entre el OCR y el módulo G_0 calculado con la velocidad correspondiente al esfuerzo efectivo de campo para las muestras ensayadas. Por ser G_0 función de la velocidad de onda cortante, la tendencia lineal se mantiene, así como la ubicación por fuera de esta tendencia de la muestra P-2/P-8.

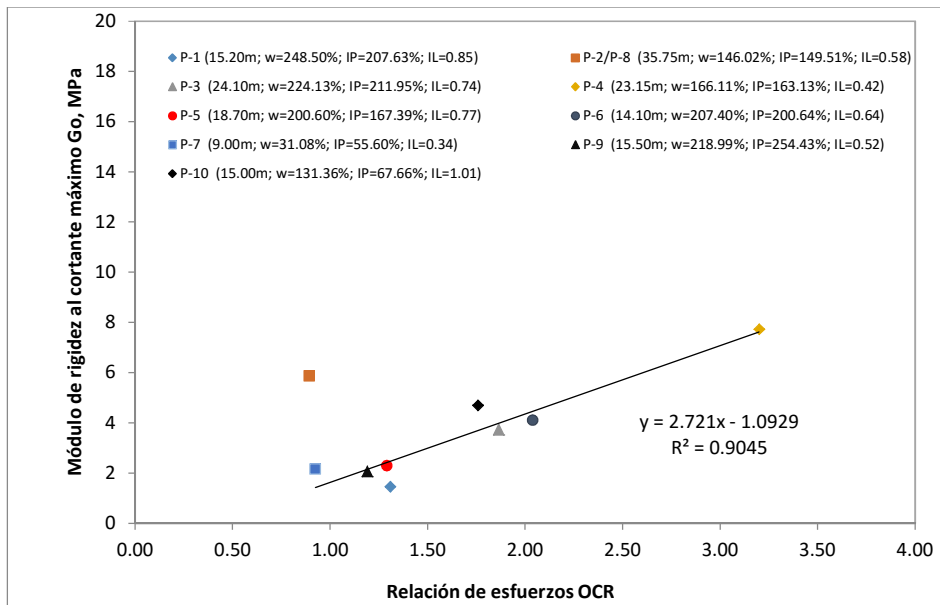


Figura 7.2. Relación entre OCR y G_0 de campo

7.3. Relación entre el esfuerzo de preconsolidación y el módulo G_0

En la Figura 7.3 se muestra la correspondencia entre el esfuerzo de preconsolidación y el módulo G_0 calculado con la velocidad correspondiente al esfuerzo efectivo de campo para las muestras ensayadas.

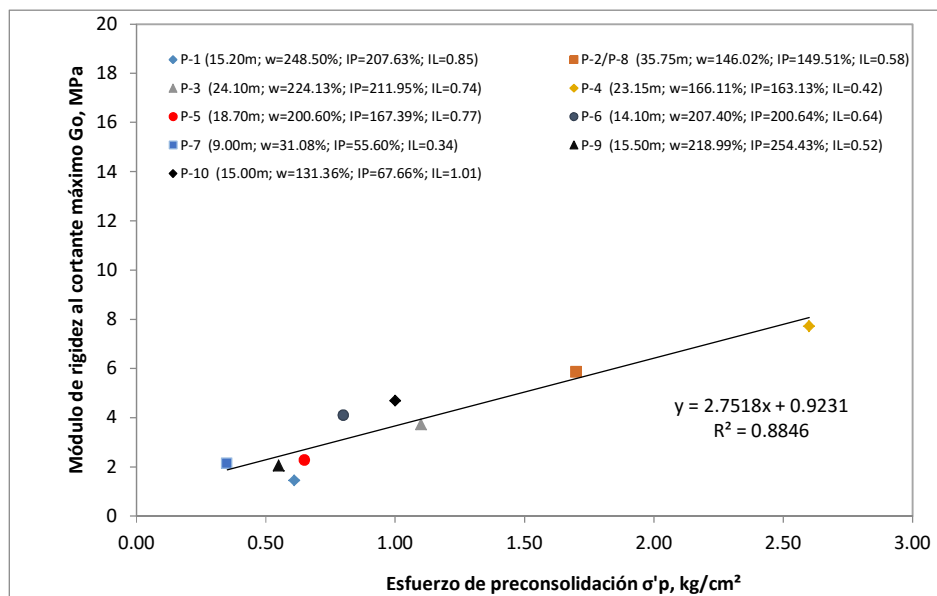


Figura 7.3. Relación entre σ'_p y G_0

Se observa una tendencia lineal en los resultados, independientemente de la profundidad de las muestras ensayadas. Esto indica que el módulo G_0 es función del esfuerzo de preconsolidación.

CAPÍTULO 8.

CORRELACIONES ENCONTRADAS PARA LOS ESTADOS DE ESFUERZOS INDUCIDOS EN LABORATORIO

8.1. Variación de la velocidad V_s y del módulo G_0 con la relación de vacíos.

La Figura 8.1 muestra la variación de la velocidad V_s con el incremento en la relación de vacíos de las muestras ensayadas durante la etapa de carga. Se observa que los resultados se agrupan con una tendencia potencial, decreciendo la velocidad conforme se incrementa la relación de vacíos.

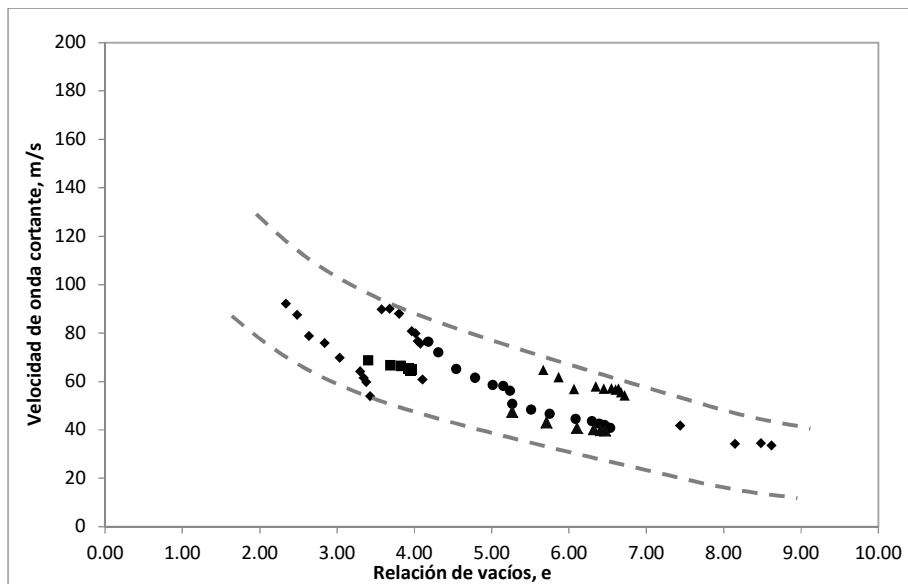


Figura 8.1. Variación de V_s con la relación de vacíos en la etapa de carga

La Figura 8.2 muestra la relación entre el módulo G_0 y la variación de la relación de vacíos (e) en cada incremento de esfuerzo efectivo durante la etapa de carga, de las muestras ensayadas. Se observa que el valor de G_0 disminuye conforme se incrementa la relación de vacíos hasta alcanzar un valor en el que prácticamente se vuelve constante.

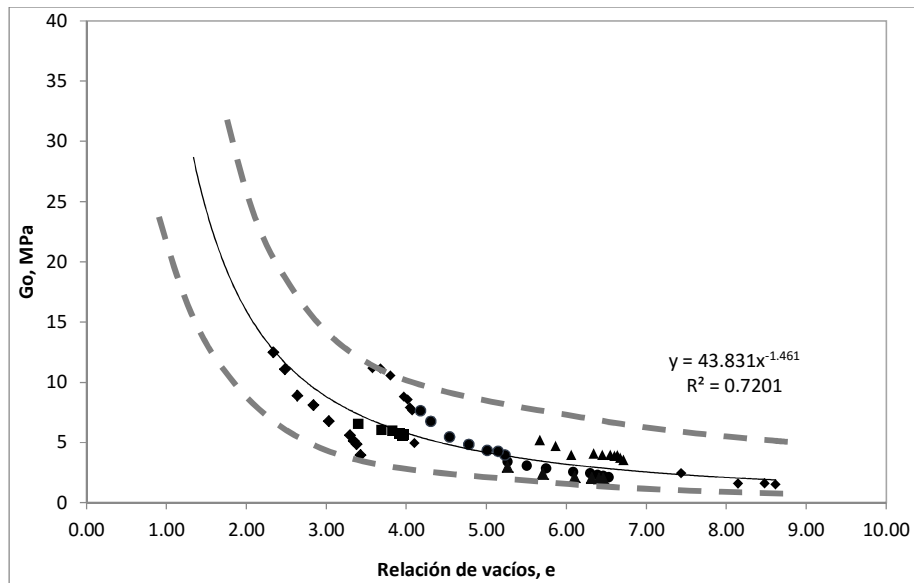


Figura 8.2. Variación de G_0 con la relación de vacíos en la etapa de carga

8.2. Variación de la velocidad V_s y del módulo G_0 con el esfuerzo equivalente σ'_e

Se define como esfuerzo equivalente a la proyección de cualquier valor de esfuerzo efectivo de la rama preconsolidada sobre la rama normalmente consolidada. Su determinación se explica con la Figura 8.3, en la cual se traza una línea recta desde el punto de la rama preconsolidada del cual se quiere obtener su esfuerzo equivalente, hasta que intersecte a la prolongación de la rama normalmente consolidada. El valor de esfuerzo que corresponde a la intersección es el esfuerzo equivalente.

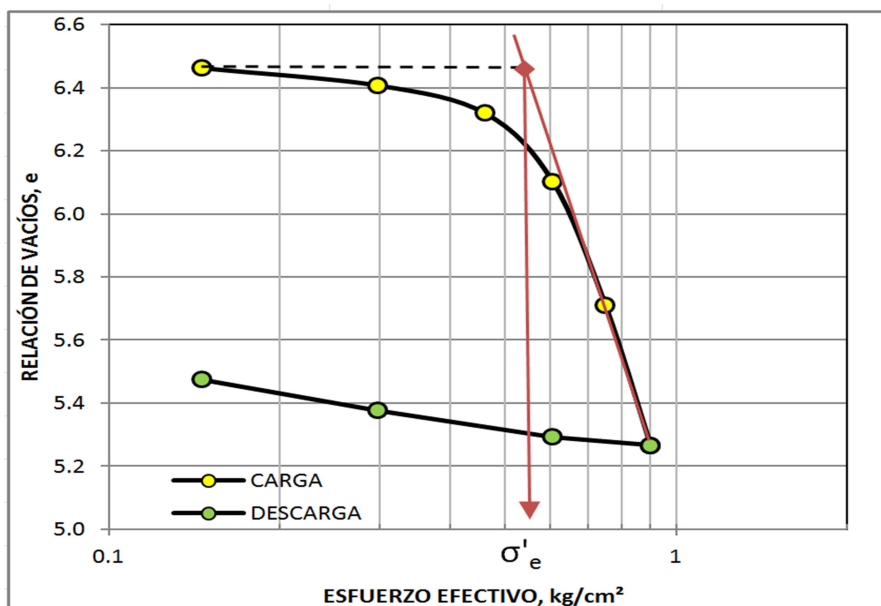


Figura 8.3. Determinación del esfuerzo equivalente

Se normalizó la velocidad V_s determinada para cada una de las muestras en cada incremento de esfuerzo efectivo durante la etapa de carga, con respecto al peso unitario de su respectiva muestra. Se graficaron estos valores versus el esfuerzo efectivo equivalente tal como se muestra en la Figura 8.4. Se observa que los resultados se agrupan siguiendo una tendencia potencial. Se observa que a partir de aproximadamente 120 kPa se produce un cambio en la pendiente de la tendencia, es decir que la relación V_s/γ se vuelve prácticamente lineal.

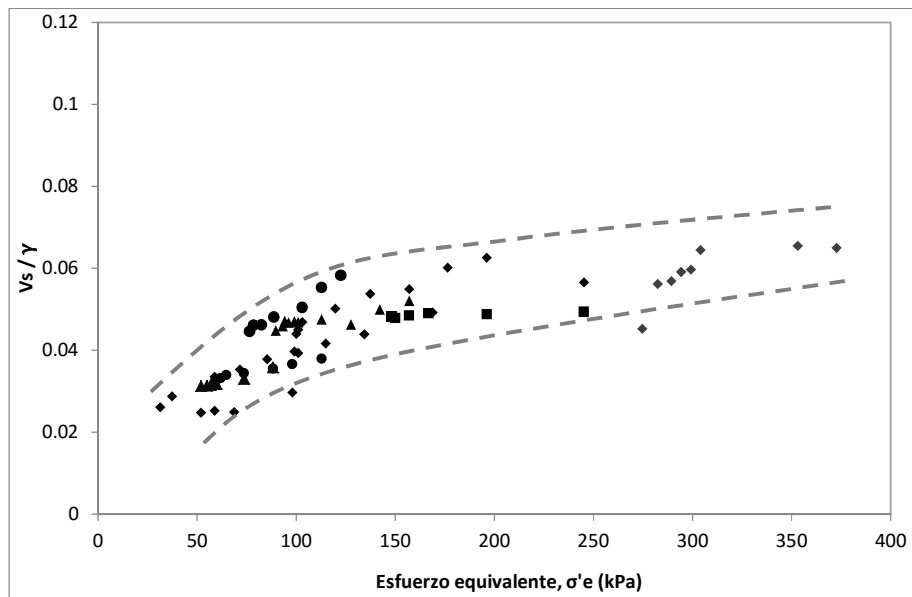


Figura 8.4 Variación de V_s con el esfuerzo equivalente

Con los valores de esfuerzo equivalente, determinados para cada ensayo se graficó la relación entre estos valores y el módulo de rigidez al cortante G_0 (ver Figura 8.5). Se observa que la mayoría de puntos se alinean en una tendencia potencial. El coeficiente de correlación R^2 es de 0.7563.

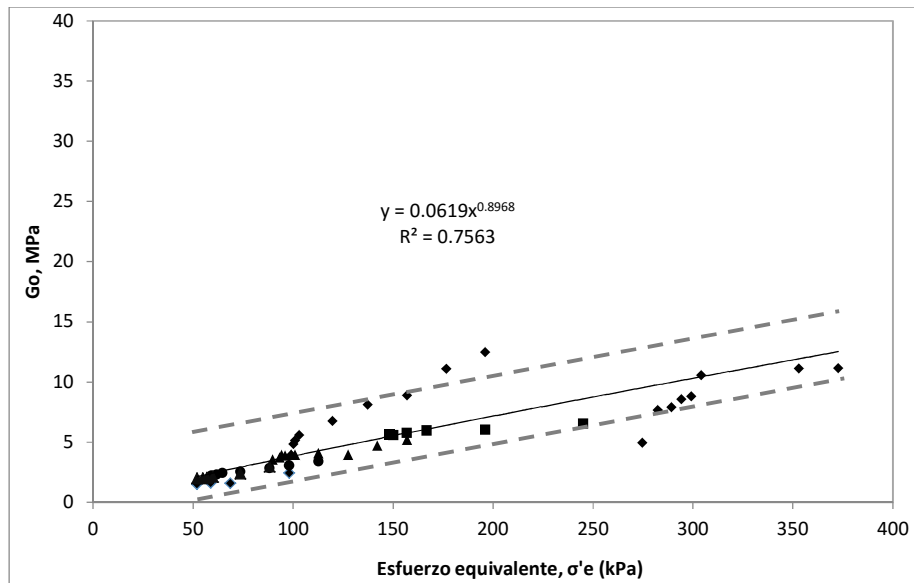


Figura 8.5 Variación de G_0 con el esfuerzo equivalente

8.3. Normalización del módulo G_0 y su variación con el índice de liquidez

La normalización del módulo G_0 se realizó con respecto al esfuerzo de preconsolidación σ'_p , obtenido de cada una de las curvas de compresibilidad, es decir que para cada ensayo, el esfuerzo de preconsolidación es constante. En vista de que la humedad del material varía con cada incremento de esfuerzo efectivo, se calculó el índice de liquidez para cada una de estas variaciones. El resultado se muestra en la Figura 8.6.

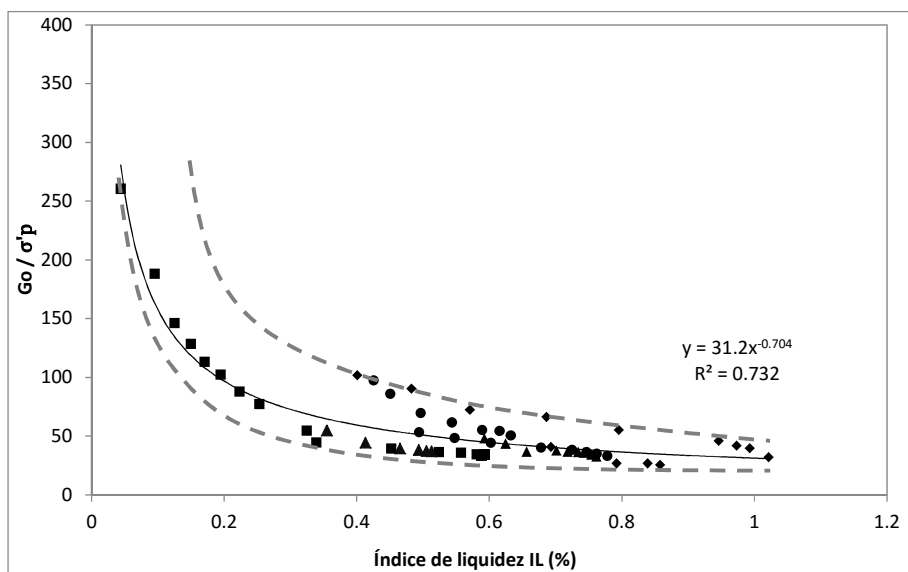


Figura 8.6. Variación de G_0/σ'_p con respecto al índice de liquidez

8.4. Variación del módulo G_0 con el índice de vacíos

Se calculó el índice de vacíos para cada incremento de esfuerzo efectivo en todas las etapas de carga de los ensayos realizados, aplicando la expresión:

$$Iv = \frac{e - e^*100}{e^*100 - e^*1000} \quad (8.1)$$

Donde Iv = índice de vacíos, e = relación de vacíos para el incremento actual de esfuerzo efectivo en kPa, e^*100 = relación de vacíos correspondiente al esfuerzo efectivo relación de vacíos correspondiente al esfuerzo efectivo de 100 kPa de 100 kPa; y e^*1000 = . Los valores de e^*100 y e^*1000 son referenciales y se determinan, de ser necesario, prolongando la rama normalmente consolidada hasta alcanzar la presión de 1000 kPa.

La Figura 8.7 muestra la variación del índice de vacíos con el esfuerzo efectivo. Este gráfico tiene la particularidad de unificar las curvas cuando se alcanza el esfuerzo de preconsolidación.

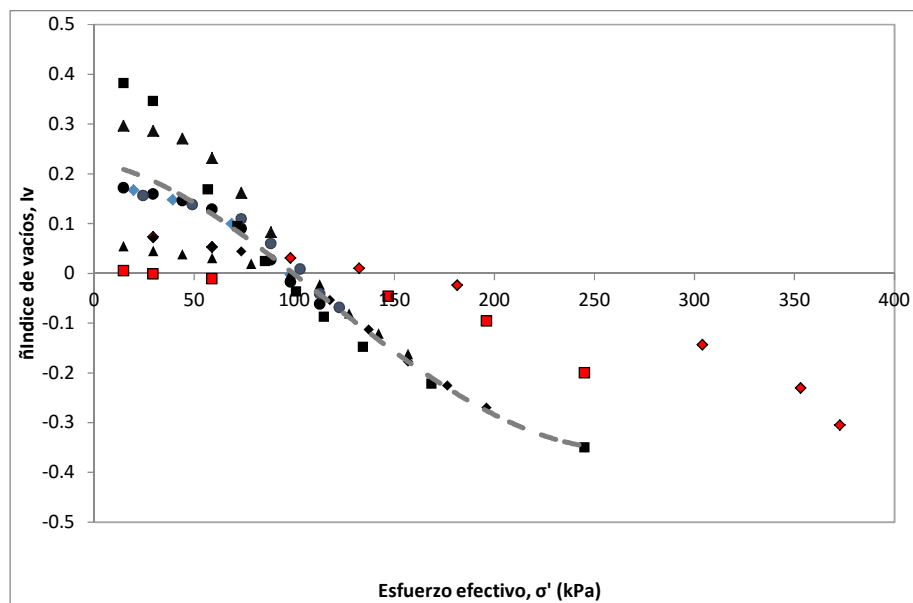


Figura 8.7. Índice de vacíos contra esfuerzo efectivo

Los puntos que se excluyen de la tendencia corresponden a las muestras P-2/P-8 y P-4, que son las que tienen mayor rigidez por haber sido extraídas por debajo de la formación arcillosa superior.

En la Figura 8.8 se muestra la variación del módulo de rigidez al cortante con el índice de vacíos calculado para cada ensayo. Los resultados se agrupan en una tendencia potencial, decreciendo el módulo G_0 conforme se incrementa el valor del índice de vacíos, es decir, conforme disminuye la rigidez del suelo.

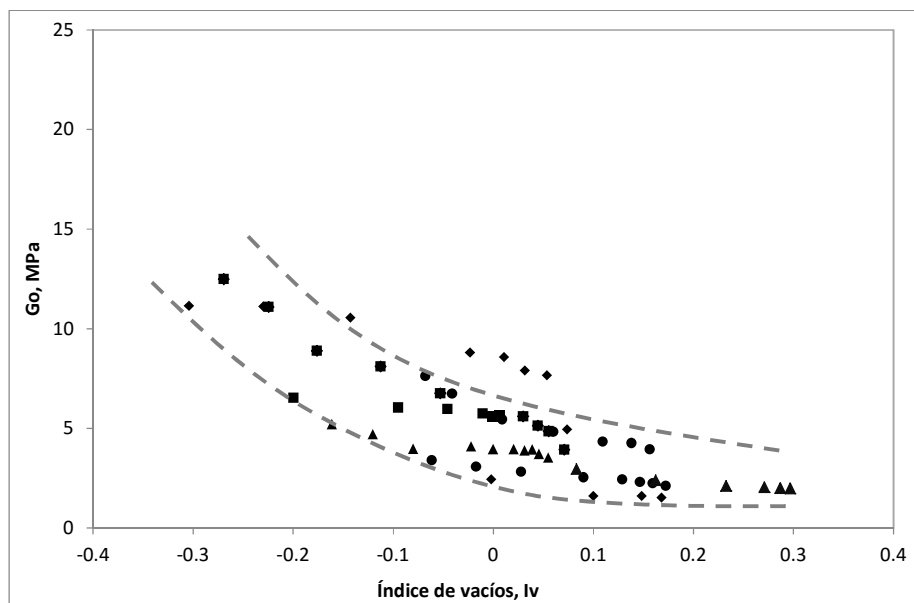


Figura 8.8. Variación del módulo G_0 con el Índice de vacíos

CAPÍTULO 9.

CONCLUSIONES

Del presente trabajo se desprenden las siguientes conclusiones:

- La relación entre la frecuencia aplicada y la velocidad de onda cortante se vuelve asintótica de manera general en todas las muestras ensayadas a partir de los 4 kHz, por esta razón se utilizó esta frecuencia para determinar la velocidad V_s de campo.
- Se encontró que al utilizar el criterio pico a pico para determinar el tiempo de viaje de la onda cortante, se elimina el efecto de campo cercano, esto se evidenció en valores prácticamente constantes del factor R_d .
- El cálculo de los esfuerzos total y efectivo de campo se realizó considerando la presión de poro reportada en los ensayos piezométricos y los perfiles estratigráficos realizados por la empresa Ingeniería Experimental.
- Los ensayos piezométricos mostraron una distribución triangular de la presión de poro hasta los 23.75 m de profundidad y rectangular a partir de esa profundidad, o sea con valor de presión constante hasta la profundidad de 37.25 m. Esto se debe a que en la segunda formación arcillosa el nivel freático está siendo abatido producto del bombeo permanente para proveer de agua potable a la población.
- Al comparar los valores de velocidad de onda cortante obtenidos en campo con el método de la sonda suspendida y en laboratorio con los métodos del triaxial neumático instrumentado y de la columna resonante, se observa similitud en los valores reportados, por lo que se puede dar por validado el método propuesto, sin embargo es conveniente realizar más ensayos.
- Al relacionar el OCR con la velocidad V_s se observa una tendencia lineal a la cual se ajustan todos los ensayos cuyo esfuerzo efectivo de campo se localizó en la rama preconsolidada. El ensayo P-2/P-8 (sondeo BHMA-12), que está a la profundidad de 37.25m se encuentra en una zona en la cual la presión de poro es inferior a la hidrostática, en consecuencia el esfuerzo efectivo de campo se ubicó en la rama normalmente consolidada, por esta razón no sigue la tendencia establecida por los demás puntos.
- Se comprobó que el módulo de rigidez al cortante G_0 disminuye conforme se incrementa la relación de vacíos, es decir según disminuye la rigidez del material.

CAPÍTULO 10.

REFERENCIAS

- Anderson D.G., Woods R.D., (1975), “Comparision of field and laboratory shear moduli”, Proceedings of the In situ measurement of soil properties ASCE, Vol. 1, pp 69-92.
- Anh Minh N., (2006), “An investigation of the anisotropic stress-strain-strength characterization of an Eocene clay”, Tesis de doctorado, Imperial College, Londres.
- Arulnathan R., Boulanger R.W., Riemer M.F. (1998), “Analysis of bender element tests”, Geotechnical Testing Journal ASTM Vol.21, No.2, pp 120-131.
- Arroyo M., Muir Wood D., Greening P. (2003), “Source near field effects and pulse tests in soil samples”, Geotechnique Vol. 53 No.3, pp 337-345.
- Arroyo M., Muir Wood D., Greening P., Medina L, Rio J., (2006), “Effects of sample size on bender-based axial G0 measurements”, Geotechnique, Vol. 56, pp 39-52.
- Atkinson J.H., Sallfors G., (1991), “Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory an in situ tests”, Proceedings of the 10th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 3, pp 915-956.
- Atkinson J.H., Little J.A., (1988), “Undrained triaxial strength and stress-strain characteristics of a glacial till soil”, Canadian geotechnical journal, Vol. 25, pp 428-439
- Brignoli E.G.M., Gotti M., Stokoe II K.H., (1996), “Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers”, Geotechnical testing Journal, Vol. 19, No. 4, pp 384-397.
- Burland J.B., (1989), “Small is beautiful – The stiffness of soil at small strains”, Proceedings of the 9th Laurits Bjerrum Memorial Lecture, Canadian geotechnical journal, Vol. 26, No. 4, pp 499-516.
- Camacho J., Jiménez J., Reyes O., (2012), “A procedure to calibrate and perform the bender element test”, DYNA Universidad Nacional de Colombia, Vol. 79, No. 176, diciembre

- Clough R.W., Penzien J., (1993), “Dynamic of structures”, 2nd edition, McGraw-Hill, Singapur.
- Díaz M., (2014), “Medición de las ondas sísmicas en pruebas de consolidación usando cristales piezoeléctricos”. Tesis de maestría, UNAM.
- Dyvik R., Madshus C. (1985), “Lab measurements of G_{max} using bender elements”, Proceedings of the ASCE convention on the advances in the art of testing soils under cyclic conditions, convention in Detroit, Michigan, pp 186-196.
- Dyvik, R., Olsen T.S., (1989), “ G_{max} measured in oedometer and DSS tests using bender elements”, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12. Rio de Janeiro 1989. Proceedings, Vol. 1, pp. 39-42.
- Flores M., (2013), “Microprospección de ondas dinámicas en muestras de suelo en una cámara triaxial”. Tesis de doctorado, UNAM.
- Hardin B.O, Richart F.E. Jr., (1963), “Elastic wave velocities in granular soils”, Journal of soil mechanics and foundations engineering ASCE, Vol. 89, No. 1, pp 33-65.
- Hardin B.O, Black W.L., (1968), “Vibration modulus of normally consolidated clay”, Journal of soil mechanics and foundations engineering ASCE, Vol. 94, No. 2, pp 353-379.
- Hardin B.O, Drnevich V.P., (1972), “Shear modulus and damping in soils, design equations and curves”, Journal of soil mechanics and foundations engineering ASCE, Vol. 98, No. 7, pp 667-692.
- Hardin B.O., (1978), “The nature of stress strain behavior of soils”, Proceedings of the geotechnical division specialty conference on earthquake engineering an soils dynamics ASCE, Pasadena, No. 1, pp 3-90.
- Houlsby G., Wroth C.P., (1991), “The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio”, Soil Foundations, Vol. 31, No. 3, pp 138-143.
- Ishihara K., (1996), “Soil behavior in earthquake geotechnics”, Oxford University press, New York.
- Isenhower W.M., (1979) “Torsional simple shear/resonant column properties of San Francisco Bay Mud”, Tesis de maestría, Universidad de Texas en Austin, USA.

- Jamiolkowski, M., Lancelotta, R., and Lo Presti, D.C.F. (1994). “Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays”. In Pre-failure deformation of geomaterials. Edited by S. Shibuya, T. Mitachi, and S. Miura. A.A. Balkema, Rotterdam, the Netherlands. Vol. 2, pp. 817–836.
- Juárez O., (2014), “Procedimiento para obtener velocidades de onda (V_p y V_s) en campo con sonda suspendida”, Tesina de Especialidad UNAM.
- Jovicic V., Coop M.R., Simic M., (1996), “Objective criteria for determining G_{max} from bender element test”, *Geotechnique*, Vol. 46, No. 2, pp 357-362.
- Lee J.S., Santamarina J.C. (2005), “Bender elements: performance and signal interpretation”. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. Vol.131, No.9, septiembre, pp 1063-1070.
- Rampello S., Viggiani G., Amorosi A., (1997), “Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths”, *Geotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp 475-489.
- Rio J., (2006), “Advances in laboratory geophysics using bender elements”, Tesis de doctorado, Universidad de Londres.
- Sánchez-Salineró I., Roesset J.M., Stokoe II K.H., (1986), “Analytical studies of wave propagation and attenuation”, *Geotechnical report GR 86-15*, University of Texas, Austin.
- Santamarina J.C., Fam M.A., (1997), “Interpretation of bender element tests – discussion”, *Geotechnique*, Vol. 47, No. 4, pp 873-875.
- Shibuya S, Hwang S.C., Mitachi T., (1997), “Elastic shear modulus of soft clays from shear wave velocity measurement”, *Geotechnique*, Vol. 47, No. 3, pp 593-601.
- Shirley D.J., Hampton L. D., (1977), “Shear wave velocity measurements in laboratory sediments”, *J. Acoustic Soc. Am.*, Vol. 63, No. 2, febrero, pp 607-613
- Stokoe K.H II, Woods R.D., (1972), “In situ shear wave velocity by cross hole method”, *Journal of soil mechanics and foundations engineering ASCE*, Vol. 98 (SM-5), pp 443-460.
- Vázquez R., (2015), “Obtención experimental de parámetros elásticos del suelo mediante la utilización de cristales piezoeléctricos”, Tesis de maestría, UNAM.

- Vega L., (2003) “Análisis y modelación de algunas propiedades dinámicas de las arcillas del ex Lago de Texcoco”, Tesis de maestría, UNAM.
- Viggiani G., Atkinson J.H., (1995), “Interpretation of bender element test”, *Geotechnique*, Vol. 45, No. 1, pp 149-154.
- Wroth C.P., Houlsby G.T., (1985), “Soil mechanics property characterization and analysis procedures”, *Proceedings 11th Int Conf of ISSMFE, Theme lecture*, Vol. 1, pp 1-55.
- Zeng, X., Grolewski B., (2005), “Measurement of G_{max} and Estimation of K_0 of Saturated Clay Using Bender Elements in an Oedometer”. *Geotechnical Testing Journal ASTM* Vol. 28, No.3.