



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

**INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE EN EL
ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN LAS ARCILLAS DEL
VALLE DE MÉXICO**

TESIS
PARA OPTAR POR EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. KAREN LIZETH AYALA CARDONA

TUTOR:
DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D. F. FEBRERO 2013.

JURADO ASIGNADO

Presidente: Dr. Ovando Shelley Efraín

Secretario: Dr. Rivera Constantino Rigoberto

Vocal: Dr. Flores Castrellón Osvaldo

1 er. Suplente: M. I. López Rincón Germán

2 do. Suplente: Dra. Ossa López Alexandra

Ciudad Universitaria, México, D.F.

TUTOR DE TESIS:

DR. OSVALDO FLORES CASTRELLÓN

FIRMA

**INFLUENCIA DE LAS
PROPIEDADES ÍNDICE EN EL
ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN LAS
ARCILLAS DEL VALLE DE MÉXICO**

**INFLUENCIA DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE EN LA
DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN ARCILLAS
DEL VALLE DE MÉXICO**

ÍNDICE

DEDICATORIA.

AGRADECIMIENTOS.

NOMENCLATURA.

LISTA DE FIGURAS.

LISTA DE TABLAS.

RESUMEN..... i

1. PANORAMA GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN.

1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	3
1.3. OBJETIVOS.....	3
1.4. ALCANCES.....	4
1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	4

**2. MARCO TEÓRICO: PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN ARCILLAS Y SU
CORRELACIÓN CON LAS PROPIEDADES ÍNDICE.**

2.1. PREÁMBULO.....	6
2.2. GENERALIDADES DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN.....	7
2.3. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD	11
2.4. EVOLUCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO EN PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.....	17
2.5. CORRELACIÓN ENTRE PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y PROPIEDADES ÍNDICE	21

3. INSTRUMENTACIÓN Y AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO.

3.1.	GENERALIDADES DE LA CELDA ROWE	35
3.1.1.	Elementos de la celda Rowe	36
3.1.2.	Calibración de equipo	41
	Transductor de desplazamiento (LVDT)	42
	Transductor de presión	42
3.1.3.	Programa de cómputo para la operación de la celda Rowe	47
	Programa de calibración	47
	Programa de operación	49
	Programa principal	50
	Programa principal	50
	Saturación	51
	B de Skempton	52
	Consolidación	54
	Ajuste de presiones	55

4. TÉCNICA Y RESULTADOS EXPERIMENTALES.

4.1.	GENERALIDADES	56
4.2.	CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO	57
	4.2.1. Sitio: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT)	60
	4.2.2. Sitio: Ex-lago de Texcoco	61
	4.2.3. Sonda de Campeche	64
4.3.	PROCEDIMIENTO DE ENSAYE	66
	4.3.1. Saturación de la probeta de suelo por contrapresión	66
	4.3.2. Medición de la B de Skempton	67
	4.3.3. Consolidación	67
4.4.	PROGRAMA DE ENSAYES DE LABORATORIO	68
	4.4.1. Propiedades geotécnicas de los suelos ensayados	69
	4.4.2. Curvas de consolidación	72
	4.4.3. Curvas de compresibilidad	74

5. CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE.	
5.1. INTRODUCCIÓN	76
5.2. RECOPIACIÓN DE DATOS.....	77
5.2.1. Análisis de regresión lineal.....	80
5.3. SELECCIÓN Y TRATAMIENTO DE INFORMACIÓN	81
5.3.1. Evaluación de la correlación entre C_c y los parámetros w_L , PI , w y e	88
5.4. MODELO CON PARÁMETROS MÚLTIPLES DE SUELO.....	92
5.5. CORRELACIONES EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN SUELOS COHESIVOS	95
5.6. CORRELACIONES EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE EXPANSIÓN	100
5.7. COMPARACIÓN DE CORRELACIONES ESTABLECIDAS POR OTROS AUTORES.....	107
5.8. GENERALIDADES PRÁCTICAS	111
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	116
REFERENCIAS.....	119
ANEXOS.	
Anexo A – Técnica experimental.	
Anexo B – Curvas de compresibilidad.	



DEDICATORIA

Cuántos adjetivos y palabras habrá que emplearse para describir el amor y la alegría que existe atrás de este trabajo; sin lugar a dudas muchos y aún más, cuando éste representa la culminación de una etapa tan importante en la vida. El cual ha dejado una huella muy profunda que he de llevar en mí hasta donde vaya. Por lo que deseo dedicar este trabajo:

A Dios por la hermosa familia que me ha regalado, por permitirme estar aquí y brindarme las fuerzas necesarias para derribar todas las barreras que he encontrado a mi paso, gracias por poner en mi camino a tantas personas que de un modo u otro han participado en esta tesis.

A mi madre, la *Dra. María Eugenia Cardona* porque sin su ejemplo, dedicación y apoyo no hubiera llegado a otro escalón más de mi carrera profesional, por brindarme la confianza de conocer nuevos horizontes, por lo que he sido, soy y seré. Porque estoy sumamente orgullosa y agradecida, por el gran esfuerzo que depósito en mí, y porque siempre está conmigo, en mi mente y en mi corazón.

A mis hermanas, *Tania Denisse Ayala Cardona* y *Melissa Anahí Ayala Cardona*, con mucho cariño. Porque han sido grandes pilares en los cuales me he podido apoyar, desde que llegamos a estas tierras lejos de Mazatlán. Gracias por su incondicional apoyo, aliento y motivación para terminar este trabajo, y lograr uno de mis más grandes anhelos.

También dedico este trabajo, al gran ángel que tengo y me cuida desde donde está, porque siempre me brindó sus consejos, cariño, comprensión y apoyo en los momentos buenos y malos de mi vida.

A Sra. *Gloria Arámburo Lizarraga* y Sr. *Abel Sánchez Tiznado*, por acompañarnos y apoyarnos en esta nueva aventura.
Gracias por dejarme ser parte de su bella familia.

A *Jesús Abel Sánchez Arámburo*, quien me alentó en todo momento. Muchas gracias porque desde el inicio de este sueño, tuve tu apoyo y compañía en cada instante. Porque además has sido un gran amigo, compañero de clases y desvelos. Gracias por toda la dedicación, fortaleza, apoyo, regaños, explicaciones; y sobre todo, gracias por la paciencia que me has tenido. Por amarme y compartir tu vida a mi lado, y porque eres y serás una parte muy importante en la mía, hoy y siempre.

TE AMO CORAZÓN

Con amor y agradecimiento infinito a todos ustedes.





AGRADECIMIENTOS

Terminar esta tesis significa el fin de una etapa y el comienzo de una nueva. Por lo que deseo agradecer a todas las personas cuya paciencia, cariño y apoyo hicieron que lograra finalizar este ciclo.

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, y en especial al *Posgrado de Ingeniería*, por haberme alojado en sus instalaciones y en cuyo ambiente me formaron como Maestro en Ingeniería.

Al *Instituto de Ingeniería de la UNAM*, por el apoyo brindado durante la realización de este trabajo y por los conocimientos adquiridos durante mi estancia como becaria.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, por el apoyo económico para realizar mis estudios de posgrado.

Un agradecimiento especial al *Dr. Osvaldo Flores Castrellón* por la oportunidad, confianza, y su valiosa orientación en el desarrollo de esta investigación.

Agradezco a mis *sinodales* por el tiempo que dedicaron en la revisión de este trabajo: Dr. Efraín Ovando Shelley, Dr. Rigoberto Rivera Constantino, M.I. Germán López Rincón, y Dra. Alexandra Ossa López, cuyas sugerencias sirvieron para enriquecer y mejorar el presente documento.

Mi más profundo y sincero agradecimiento a todos y cada uno de los invaluable profesores que conocí en esta máxima casa de estudios, por compartir conmigo sus logros, experiencias, dedicaciones e incuestionable vocación por la enseñanza de este apasionante eslabón de la ingeniería.

Al Sr. Germán Aguilar Ramírez y Sr. F. Javier Hernández Lemus, quienes me apoyaron en la realización de los ensayos de laboratorio.

A todas la personas que de alguna forma colaboraron en este trabajo.



NOMENCLATURA

A	Área de la sección transversal.
a_v	Coeficiente de compresibilidad.
B	Parámetro de saturación de B de Skempton.
°C	Grados centígrados.
C_v	Coeficiente de consolidación.
C_c	Índice de compresión.
C_α	Índice de compresión secundaria.
C_s	Índice de expansión.
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.
CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas arenosas o limosas.
e₀	Relación de vacíos.
E(x)	Media.
G_s	Densidad de sólidos.
IL	Carga incremental.
I_s	Índice de contracción.
k	Coeficiente de permeabilidad.
m	Metros.
mm	Milímetros.
m_v	Coeficiente de compresibilidad volumétrica.
MH	Limos inorgánicos, limos elásticos, suelos micáceos o diatomáceos, arenosos o limosos.
ML	Limos orgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillas ligeramente plásticas.
NAF	Nivel de aguas freáticas.
OCR	Relación de preconsolidación.
OH	Arcillas orgánicas de mediana o alta plasticidad.
OL	Limos inorgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
P	Carga.
PI	Índice de plasticidad.
R²	Coeficiente de determinación.
S_r	Grado de saturación.
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
S_x	Desviación estándar.
w₀	Contenido natural de agua inicial.
w_f	Contenido natural de agua final.
w_L	Límite líquido.
w_n	Contenido natural de agua.
w_P	Límite plástico.
w_S	Límite de contracción.
Δu	Exceso de presión de poro.
Δp	Exceso de presión hidrostática.
T	Factor de tiempo.
t	Tiempo.

U	Grado de consolidación en porcentaje.
Var(x)	Varianza.
z	Profundidad.
σ'_{pc}	Presión de preconsolidación de un espécimen.
σ'	Presión vertical efectiva.
γ_w	Peso volumétrico de agua.
γ_d	Peso volumétrico de seco del suelo.
γ_m	Peso volumétrico del suelo.

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 2.1. Esquema de consolidación en campo.....	8
Figura 2.2. Curva de consolidación	12
Figura 2.3. Curva de compresibilidad: Relación de vacíos vs. logaritmo del esfuerzo efectivo	13
Figura 2.4. Determinación del tiempo de consolidación y el coeficiente de consolidación secundaria.....	15
Figura 2.5. Consolidómetro y distintos tipos de anillos	18
Figura 2.6. Odómetro de Casagrande.....	19
Figura 2.7. Forma básica de la celda Rowe.....	20
Figura 2.8. Drenaje y medición de presión de poro, de acuerdo a los cuatro tipos de pruebas que pueden desarrollarse.....	21
Figura 2.9. a) Relación entre el límite líquido e índice de compresión para arcillas remoldeadas, b) correlación entre el límite líquido e índice de compresión virgen en arcillas de Santa Fe Bogotá	22
Figura 2.10. Relación entre el índice de compresión y el límite líquido para arcillas normalmente consolidadas de Medellín	24
Figura 2.11. Carta de plasticidad utilizada en el estudio de Sridharan	26
Figura 2.12. Relación entre el índice de compresión y las siguientes propiedades índice: a) límite líquido, b) índice de plasticidad, y c) índice de contracción	26
Figura 2.13. Índice de compresión vs. límite líquido, b) Índice de compresión vs. contenido de agua, c) $C_c/1+e_0$ vs. contenido de agua	30
Figura 2.14. a) Datos medidos y líneas ajustadas del índice de plasticidad vs. C_c , C_r y C_α del sitio 1, b) valores medidos y línea ajustada del índice de plasticidad vs. C_c del sitio 2, c) Comparación de datos medidos y línea calculada del límite líquido vs. C_c del sitio 1	33
Figura 3.1. Base de celda Rowe	37
Figura 3.2. Cuerpo de celda Rowe	37
Figura 3.3. Cubierta de celda Rowe	38
Figura 3.4. Celda Rowe	38
Figura 3.5. Componentes de la celda Rowe (sin escala)	39
Figura 3.6. Componentes exteriores y conexiones de la celda Rowe (sin escala)	40
Figura 3.7. a) Transductor de desplazamiento (LVDT), b) transductor de presión	41
Figura 3.8. Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor LVDT.....	42
Figura 3.9. Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor de presión axial	43
Figura 3.10. Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor de contrapresión	44
Figura 3.11. Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor de presión de poro	44

Figura	Página
Figura 3.12. Verificación de los transductores de presión: a) presión axial vs. contrapresión, b) presión axial vs. presión de poro, y c) contrapresión vs. presión de poro	45
Figura 3.13. Recalibración de transductores de presión a partir de una presión patrón (columna de mercurio)	46
Figura 3.14. Ventana principal del programa de calibración de la celda Rowe	48
Figura 3.15. Ventanas de calibración del transductor de contrapresión	48
Figura 3.16. Programa de datos generales: Ventana de información general de la muestra de suelo	49
Figura 3.17. Ventanas del programa de datos generales	50
Figura 3.18. Panel frontal del programa principal para la operación de la celda Rowe	50
Figura 3.19. Ventana del programa de saturación	51
Figura 3.20. Panel frontal de la etapa B de Skempton	53
Figura 3.21. Panel frontal de la etapa consolidación	54
Figura 4.1. Ubicación de los sitios de estudio: a) Secretaría de Comunicaciones y Transportes, b) zona del Lago, c) exlago de Texcoco y d) sonda de Campeche.	56
Figura 4.2. Ubicación de los sitios de estudio en la zonificación geotécnica de la ciudad de México de TGC-Geotecnia.....	59
Figura 4.3. Localización del sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.....	60
Figura 4.4. Perfil estratigráfico del sitio de la Secretaría de Comunicación y Transportes.....	61
Figura 4.5. Localización de zonas de estudio en el exlago de Texcoco	62
Figura 4.6. Perfil estratigráfico generalizado del exlago de Texcoco	64
Figura 4.7. Ubicación de suelos ensayados en la carta de plasticidad	70
Figura 4.8. Localización de los suelos utilizados para establecer las correlaciones del valle de México en la carta de plasticidad.....	71
Figura 4.9. Curvas de consolidación: a) Muestra M-3-4 con un esfuerzo efectivo de 0.80 kg/cm^2 (curva tipo V) con duración de 24 hrs, b) Muestra M-3-4 con un esfuerzo efectivo de 1.20 kg/cm^2 (curva tipo IV) con duración de 24 hrs, c) Muestra M-23 con un esfuerzo efectivo de 1.20 kg/cm^2 (curva I) con duración de 72 hrs, d) Muestra M-3 con un esfuerzo efectivo 1.20 kg/cm^2 (curva I) con duración de 72 hrs.	72
Figura 4.10. Formas de las curvas deformación-logaritmo del tiempo.....	73
Figura 4.11. Curva de compresibilidad de materiales arcillosos de Xotepingo (PC-268-3).....	75
Figura 4.12. Curva de compresibilidad de materiales arcillosos de Xotepingo (PC-368-4).....	75
Figura 4.13. Curva de compresibilidad de la relación de vacíos acumulada vs. Esfuerzo efectivo del ensaye 3 – Texcoco	75
Figura 4.14. Curva de compresibilidad de la relación de vacíos acumulada vs. Esfuerzo efectivo del ensaye 8 – Texcoco	75
Figura 5.1. Correlación entre el contenido de agua y el límite líquido de suelos cohesivos del valle de México	85
Figura 5.2. Correlación entre el límite líquido y la relación de vacíos de suelos cohesivos del valle de México	85

Figura**Página**

Figura 5.3. Correlación entre el límite líquido y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México	85
Figura 5.4. Correlación entre el contenido de agua y el límite plástico de suelos cohesivos del valle de México	85
Figura 5.5. Correlación entre el límite plástico y el límite líquido de suelos cohesivos del valle de México	86
Figura 5.6. Correlación entre el contenido de agua y la relación de vacíos de suelos cohesivos del valle de México	86
Figura 5.7. Correlación entre el límite plástico y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México	86
Figura 5.8. Correlación entre el contenido de agua y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México	86
Figura 5.9. Correlación entre la relación de vacíos y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del Valle de México	87
Figura 5.10. Correlación entre el límite plástico y la relación de vacíos de suelos cohesivos del Valle de México	87
Figura 5.11. Correlación entre el límite líquido y el índice de compresión para arcillas del valle de México	89
Figura 5.12. Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de compresión para arcillas del Valle de México	90
Figura 5.13. Correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión para arcillas del valle de México	90
Figura 5.14. Correlación entre la relación de vacíos y el índice de compresión para arcillas del valle de México	91
Figura 5.15. Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el límite líquido y el índice de compresión ..	93
Figura 5.16. Correlación múltiple entre el contenido de agua, el límite líquido y el índice de compresión ..	93
Figura 5.17. Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el índice de plasticidad y el índice de compresión.....	93
Figura 5.18. Correlación múltiple entre el contenido de agua, el índice de plasticidad y el índice de compresión.....	94
Figura 5.19. Correlación múltiple entre el contenido de agua, la relación de vacíos y el índice de compresión.....	94
Figura 5.20. Correlación entre el límite líquido y el índice de compresión de suelos cohesivos	95
Figura 5.21. Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de compresión de suelos cohesivos	96
Figura 5.22. Correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión de suelos cohesivos	96
Figura 5.23. Correlación entre la relación de vacíos y el índice de compresión de suelos cohesivos.	97
Figura 5.24. Correlación múltiple entre el contenido de agua, el límite líquido y el índice de compresión para suelos cohesivos	98

Figura**Página**

Figura 5.25. Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el índice de plasticidad y el índice de compresión para suelos cohesivos	98
Figura 5.26. Correlación múltiple entre el límite líquido, la relación de vacíos y el índice de compresión para suelos cohesivos.	99
Figura 5.27. Correlación múltiple entre el contenido de agua, el índice de plasticidad y el índice de compresión para suelos cohesivos	99
Figura 5.28. Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el contenido de agua y el índice de compresión para suelos cohesivos	99
Figura 5.29. Correlación entre el límite líquido y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.....	101
Figura 5.30. Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.....	101
Figura 5.31. Correlación entre el contenido de agua y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.....	102
Figura 5.32. Correlación entre la relación de vacíos y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.....	102
Figura 5.33. Correlación entre el límite líquido y el índice de expansión de suelos cohesivos.....	103
Figura 5.34. Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de expansión de suelos cohesivos. ...	103
Figura 5.35. Correlación entre el contenido de agua y el índice de expansión de suelos cohesivos.	104
Figura 5.36. Correlación entre la relación de vacíos y el índice de expansión de suelos cohesivos.....	104
Figura 5.37. Correlación múltiple entre el índice de expansión y otros parámetros en suelos cohesivos: a) Límite líquido vs. contenido de agua, b) relación de vacíos vs. límite líquido, c) índice de plasticidad vs. relación de vacíos, d) contenido de agua vs. índice de plasticidad, e) contenido de agua vs. relación de vacíos.....	106
Figura 5.38. Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para límite líquido y las establecidas por otros autores.....	107
Figura 5.39. Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para el índice de plasticidad y las establecidas por otros autores	108
Figura 5.40. Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para el contenido de agua y las establecidas por otros autores	109
Figura 5.41. Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para la relación de vacíos y las establecidas por otros autores	110
Figura 5.42. Estratigrafía compuesta por arena y arcilla.	111
Figura 5.43. Límites de consistencia de ejercicio práctico	112
Figura 5.44. Curva de compresibilidad - Ejercicio práctico.....	112

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
Tabla 2.1. Compresión y expansión de suelos naturales	16
Tabla 2.2. Ecuaciones del índice de compresión	23
Tabla 2.3. Propiedades índice de suelos naturales remoldeados	25
Tabla 2.4. Propiedades índice de suelos naturales remoldeados seleccionados de la literatura	25
Tabla 2.5. Resumen de resultados	28
Tabla 2.6. Propiedades índice	32
Tabla 2.7. Ecuaciones empíricas con la participación de un solo parámetro para la obtención del índice de compresión.....	34
Tabla 3.1. Calibración del transductor LVDT.....	42
Tabla 3.2. Calibración de los transductores de presión axial, contrapresión y presión de poro, respectivamente	43
Tabla 3.3. Comparación entre los valores obtenidos en la columna de mercurio y los datos obtenidos en los transductores de presión, durante la verificación de la calibración de la celda Rowe	44
Tabla 3.4. Errores estimados en los transductores de presión, con respecto a la tabla 3.3	46
Tabla 4.1. Características y propiedades de los suelos cohesivos estudiados.....	70
Tabla 4.2. Propiedades índice de los suelos utilizados para determinar las correlaciones del valle de México	71
Tabla 4.3. Programa de pruebas de laboratorio ejecutado	74
Tabla 5.1-a. Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del Valle de México	82
Tabla 5.1-b. Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del Valle de México	83
Tabla 5.2. Matriz de correlación entre dos grupos de variables.....	88
Tabla 5.3. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índices del valle de México.....	92
Tabla 5.4. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el Índice de compresión y propiedades índice del valle de México	94
Tabla 5.5. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el Índice de compresión y propiedades índices de suelos a nivel mundial	97
Tabla 5.6. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el Índice de compresión y propiedades índice de suelos cohesivos a nivel mundial	100
Tabla 5.7. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índices del valle de México	105
Tabla 5.8. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índices de suelos cohesivos	105
Tabla 5.9. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el Índice de compresión y propiedades índice de s cohesivos a nivel mundial	105

Tabla**Página**

Tabla 5.10. Datos obtenidos en laboratorio para determinar el límite líquido	112
Tabla 5.11. Datos obtenidos en laboratorio para determinar el límite plástico	112
Tabla 5.12. Valores de índice de compresión, índice de expansión, asentamientos parciales y totales .	114

RESUMEN

La compresibilidad de los suelos es uno de los fenómenos mayormente estudiados a nivel mundial, principalmente porque éste puede afectar a las construcciones u obras desplantadas en estratos cohesivos que presentan dicha propiedad, teniendo como consecuencia pérdidas económicas, y en ocasiones humanas. La República Mexicana y principalmente el valle de México no es ajeno a esta problemática, la cual se remonta a la época prehispánica, cuando los habitantes de Tenochtitlán se enfrentaban al hundimiento de la que sería posteriormente una gran urbe.

Son diversas las propiedades que se relacionan con la compresibilidad, las cuales pueden analizarse a partir de la realización de pruebas de consolidación unidimensional en el laboratorio. Sin embargo, el índice de compresión es uno de los más importantes, ya que está directamente relacionado con los resultados obtenidos en este tipo de pruebas, y el comportamiento desarrollado por el suelo probado. Lo cual puede observarse a través de las diversas investigaciones desarrolladas para correlacionar el índice de compresión con otras propiedades índice. Debido a ello, se decidió enfocar esta tesis a la realización de pruebas de consolidación unidimensional con carga incremental para obtener la pendiente de la rama de compresión, y relacionar estos resultados con la información obtenida durante la recopilación bibliográfica, con lo cual se pretende realizar un estudio estadístico, y así determinar correlaciones entre los parámetros establecidos y el índice de compresión. Para las pruebas de consolidación unidimensional se utilizaron las celdas Rowe de la serie EL-250700 instaladas en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería. En las cuales se realizaron diversos trabajos de instrumentación y calibración, así como el mejoramiento de los programas de operación de las mismas.

Los resultados se presentan primeramente de forma regional, lo cual sólo se limita a puntos pertenecientes al valle de México. Posteriormente, se anexa información de diversos sitios de la República Mexicana, así como parámetros a nivel mundial, con el objetivo de realizar un análisis más completo. Con la exposición de la información se observará cómo la variación espacial y geológica de las muestras, así como el número de datos, influyen definitivamente en la correlación de los mismos.

Finalmente, con el procesamiento y análisis de la información, se estableció que la mejor correlación definida, es la existente entre el índice de compresión y la relación de vacíos, al presentarse una correlación de 0.94. Esta ecuación permitirá estimar de forma moderada el índice de compresión para arcillas del valle de México. Es importante destacar que como cualquier correlación, deberá tomarse como un valor estimativo, el cual no sustituirá de ninguna forma la realización de ensayos. Por otro lado, los resultados de las pruebas de carga incremental permitieron comprobar cómo el índice de compresión aumenta conforme lo hace el índice de plasticidad, lo cual permite observar que este parámetro influye directamente en la compresibilidad de los suelos.

CAPÍTULO 1

**PANORAMA GENERAL DE LA
INVESTIGACIÓN**

CAPÍTULO 1

PANORAMA GENERAL DE LA INVESTIGACIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN.

Desde el origen de la Mecánica de Suelos como ciencia, el proceso de consolidación de los suelos ha sido un fenómeno ampliamente estudiado, por ello se han determinado diversas teorías para modelarlo a través de ensayos de laboratorio, cuyos resultados se comparan con las medidas obtenidas de campo.

Entre la diversidad de trabajos desarrollados sobre este fenómeno destacan los de **Terzaghi (1925)**, quien además de describir este proceso, estableció el dispositivo para realizar pruebas de consolidación unidimensional. Estos ensayos son actualmente utilizados para determinar las propiedades de compresibilidad y deformación que se presentan en los suelos. Este tipo de ensayos se realiza en especímenes representativos de suelos confinados lateralmente.

Para la ejecución de pruebas de consolidación unidimensional se requiere un tiempo comprendido entre dos o tres semanas, para desarrollar un análisis completo del fenómeno y obtener gráficas de consolidación y compresibilidad, a partir de las cuales se determinan parámetros como el *coeficiente de compresibilidad* [a_v], el *coeficiente de compresibilidad volumétrica* [m_v], el *coeficiente de consolidación* [C_v], el *coeficiente de permeabilidad* [k], el *índice de compresión* [C_c] y el *índice de expansión* [C_s]. Este tipo de ensayos son una de las formas más confiables para predecir el asentamiento de los suelos finos saturados.

El estudio de la compresibilidad de un suelo es importante para predecir su comportamiento volumétrico al encontrarse sometido a una carga; es decir, la reducción de su volumen y por consiguiente, el hundimiento vertical que podría llegar a presentarse en las construcciones, debido a las cargas que soporta el suelo, principalmente porque los asentamientos inciden directamente en el tipo y costo de la cimentación, así como en el comportamiento posterior de la estructura.

Estimar el asentamiento de los estratos de un suelo blando es fundamental en el diseño de la cimentación; sin embargo, su determinación en el laboratorio implica largas jornadas de trabajo, por lo que se ha optado utilizar correlaciones que optimicen el tiempo en la etapa de planeación de la obra, ya que sólo se realizan pruebas índice que son rápidas y simples. Debe destacarse que las correlaciones no sustituyen el trabajo de laboratorio, el cual se realiza para obtener un análisis definitivo de las propiedades de compresibilidad que serán utilizadas en el diseño de la cimentación.

La presente investigación pretende establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de las arcillas del valle de México. Para lo cual se realizaron 15 ensayos de consolidación con carga incremental en 13 muestras inalteradas de la zona del valle de México y 2 de la sonda de Campeche.

Es de entenderse que con 15 muestras no se espera que los resultados obtenidos sean tomados como definitivos, por lo que se establecieron diferentes bases de datos para el análisis correspondiente. Estas bases de datos se clasifican en dos categorías: la primera está integrada por los resultados de 104 ensayos realizados en arcillas de valle de México, a las que se suman las 15 pruebas antes mencionadas; y la segunda se subdivide a su vez en 4 bases constituidas por 258, 295, 293 y 223 valores, de límite líquido, índice de plasticidad, contenido de agua y relación de vacíos, respectivamente. Los rangos de los valores de las propiedades utilizadas, son los siguientes: índice de plasticidad [18 a 344 %], límite líquido [60 a 468 %], contenido de agua [37 a 489 %] y la relación de vacíos [0.99 a 14.10].

Entre los autores que han presentado correlaciones para determinar el índice de compresión basándose en relaciones entre éste y propiedades índice, destacan **Skempton (1944)**, **Nishida (1956)**, **Hough (1957)**, **Cozzolino (1961)**, **Terzaghi y Peck (1967)**, **Sowers (1970)**, **Rendón- Herrero (1983)** y **Sridharan (2000)**. Estas correlaciones tienen como particularidad, que consideran sólo una variable independiente. Sin embargo, para la obtención del índice de compresión puede utilizarse más de una variable (correlación múltiple), tal como lo hizo **Azzouz en 1976**.

A pesar de que en la literatura existe una gran variedad de correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índice como las determinadas por los autores expuestos, se optó por desarrollar este tema de tesis, debido a que los suelos del valle de México presentan características muy peculiares como su alta plasticidad, contenido agua y compresibilidad. Dichas características hacen que este tipo de suelo sea diferente a los estudiados en las investigaciones que han establecido las correlaciones entre el índice de

compresión y las propiedades índice, y como consecuencia que se deban establecer correlaciones que dependan de las condiciones donde se ubica el sitio en estudio.

1.2. JUSTIFICACIÓN.

Dentro de la ingeniería geotécnica es bien sabido que el estudio de la compresibilidad de los suelos es de considerable relevancia, debido a que la predicción de los asentamientos para cualquier edificación representa un punto que debe tratarse con cuidado, sobre todo si ésta se encuentra cimentada en estratos saturados, constituidos por materiales finos. En el caso de la ciudad de México, este tipo de análisis adquiere especial importancia, tomando en cuenta la alta compresibilidad de las arcillas que forman gran parte del subsuelo (zona del Lago, principalmente), y el fenómeno de hundimiento regional que se presenta en la zona, lo cual afecta de manera muy marcada las edificaciones en una parte considerable de la ciudad.

Por lo que, en los proyectos ingenieriles desplantados en estratos compresibles, el análisis de su comportamiento es un aspecto muy importante para que no exista una inadecuada interpretación de las condiciones del subsuelo del sitio, generando riesgos y costos adicionales en los proyectos. Las correlaciones establecidas en la literatura toman en cuenta la región donde está ubicado el sitio de estudio, así como el tipo de suelo, por lo que su uso en la práctica debe ser limitado. A pesar de ello son de gran utilidad, principalmente en la etapa de planeación de la obra.

Debido a que las soluciones de los problemas de Mecánica de Suelos que se presentan en la práctica dependen de las condiciones particulares del sitio donde se ubica el problema, en este trabajo se estudiarán las correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de las arcillas del valle de México, con la finalidad de obtener y brindar una herramienta práctica al especialista en suelos, que le permita realizar análisis preliminares de las condiciones de compresibilidad esperadas en la región, sin sustituir las pruebas que deben hacerse para obtener un análisis definitivo del índice de compresión.

1.3. OBJETIVOS.

Para llevar a cabo el presente trabajo de investigación se determinaron los siguientes objetivos.

Objetivo general. Establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice para suelos cohesivos, utilizando muestras inalteradas del valle de México y la sonda de Campeche.

Objetivos específicos.

- Revisión del estado del arte de la consolidación unidimensional de suelos cohesivos.
- Efectuar el proceso de adecuación e instrumentación de la celda Rowe, para llevar a cabo el trabajo experimental.
- Realizar pruebas de consolidación bajo condiciones de carga incremental en la celda Rowe.
- Determinar las correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de los suelos en estudio.

1.4. ALCANCES.

Para acotar este trabajo se plantearon los siguientes alcances:

- Estudiar 15 probetas de suelo inalterado provenientes del valle de México y la sonda de Campeche, obteniendo sus propiedades índice y parámetros de compresibilidad por medio de ensayos de carga incremental ejecutados en la celda Rowe.
- Con el fin de contar con suficientes datos para obtener las correlaciones más confiables, se analizaron los parámetros de compresibilidad de 104 muestras de diferentes sitios del valle de México, y se realizó un análisis estadístico de dicha información, para obtener las mejores estimaciones posibles.

1.5. ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.

El contenido de esta de tesis con título **"Influencia de las propiedades índice en la determinación del índice de compresión en arcillas del valle de México"**, consta de 7 capítulos:

En el capítulo 1 se hace una breve introducción del trabajo de tesis, además se presenta la justificación, los objetivos, alcances y la organización de la tesis.

El capítulo 2 se refiere al marco teórico, en el cual se abordan las consideraciones generales del fenómeno de consolidación, así como la evolución de los diferentes dispositivos y métodos para determinar los parámetros de compresibilidad de los suelos cohesivos saturados. También se utilizan algunos resultados de investigaciones experimentales realizadas por diversos autores.

En el capítulo 3 se menciona lo concerniente a la instrumentación y automatización realizada en la celda Rowe, indispensable para desarrollar la parte experimental de la investigación. Del mismo modo, se describen los elementos que componen a la celda Rowe, y el procedimiento por medio del cual fueron calibrados los diferentes transductores utilizados durante los ensayos. Se describen además, los componentes del programa de cómputo que se utiliza para el desarrollo de los ensayos y las funciones de cada uno de los comandos que constituyen al programa mencionado. Enseguida se presenta el capítulo 4, en donde se desarrolla el procedimiento de ensayo de la prueba, mismo que se compone por tres etapas: saturación, medición de la B de Skempton y consolidación.

En los capítulos 5 y 6 se muestran los resultados obtenidos, y las correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice establecidas experimentalmente. Dentro de estos capítulos también se puede encontrar una comparación entre los modelos obtenidos y las correlaciones existentes, así como el tratamiento estadísticos de la información.

Finalmente, se presentan las conclusiones de este trabajo, y se exponen recomendaciones referentes al uso de las correlaciones establecidas experimentalmente para las arcillas del valle de México.

Es importante agregar que se realizó una investigación bibliográfica para ampliar los conocimientos de los temas desarrollados en el texto, cuyas fuentes de información se muestran en la sección de referencias.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO:

PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD EN ARCILLAS Y SU CORRELACIÓN CON LAS PROPIEDADES ÍNDICE

2.1. PREÁMBULO.

Con el fin de evaluar la deformación y la resistencia de los suelos cohesivos, es necesario investigar la variación de sus propiedades físicas y mecánicas, lo cual es esencial para comprender su comportamiento, permitiendo de esta forma predecir los asentamientos que se producirán en los estratos arcillosos que son sometidos a un incremento de esfuerzos por la aplicación de una carga.

Terzaghi fue uno de los primeros en estudiar el fenómeno de consolidación en suelos finos saturados, y desarrolló la teoría de consolidación unidimensional, que es en la actualidad una de las más aplicadas para el cálculo de asentamientos. El objetivo principal de los ensayos de consolidación es obtener directamente información acerca de la compresibilidad de los suelos y determinar parámetros que expresan su deformabilidad, como los coeficientes de consolidación y de cambio volumétrico.

Debido a las desventajas presentadas por los odómetros, fue desarrollado un proceso de instrumentación, medición automática y automatización en los mismos, sustituyendo de esta forma al consolidómetro convencional por el dispositivo denominado celda Rowe, con el objetivo de mejorar la confiabilidad de los resultados y permitir ensayar un espécimen saturado.

Enseguida se expondrán de forma general, los conceptos básicos sobre la teoría de consolidación, así como los parámetros obtenidos durante las pruebas de consolidación unidimensional con carga incremental. Después, se describirá el origen y evolución de los equipos utilizados para desarrollar este tipo de pruebas, particularmente la celda Rowe, y se presentarán los aspectos más relevantes de las investigaciones realizadas para determinar el índice de compresión a través de correlaciones empíricas.

2.2. GENERALIDADES DEL FENÓMENO DE CONSOLIDACIÓN.

Terzaghi (1936) mencionaba en su trabajo *Theorie der Setzungen Von Tonschichte*, que desde 1856 se había planteado el proceso de consolidación a través de Tynall, en sus *Fragments of Science*. Por otro lado, **Allen Hazen (1920)** hablaba de *consolidación* en su trabajo sobre presas en la American Society of Civil Engineers. Pero no es hasta cinco años después cuando **Terzaghi (1925)** establece la ecuación diferencial de consolidación, publicada en su *Erdbaumechnik*, análoga a la empleada en la teoría de la transmisión de calor. Sin embargo, los problemas relacionados con el proceso de consolidación se vislumbraban desde 1891, cuando un ingeniero norteamericano especialista en suelos y obras sanitarias llamado Francis Collingwood (**citado en Dimitri, 1947**) expuso lo siguiente:

En la mayoría de los casos es suficiente alcanzar un terreno natural y sano, de calidad conocida. Pero siempre hay que perforarlo hasta una profundidad suficiente para asegurar que no está soportado por un material semifluido o compresible el cual con el tiempo, puede ceder y provocar peligrosos inconvenientes.

Sooy Smith (**citado en Dimitri, 1947**) describió con exactitud en 1898 no sólo la expulsión de agua de la arcilla en el proceso de consolidación, que causó los asentamientos en algunas zonas de la ciudad de Chicago, sino también el proceso denominado hoy como *compresión secundaria*.

Conforme a lo que establece la teoría de consolidación, el agua expulsada de la probeta de suelo fluye de acuerdo a la teoría de Darcy, con un coeficiente de permeabilidad constante. Además de esta hipótesis propuesta por Terzaghi, existen otras como la que establece que "...en una masa de arcilla saturada y completamente consolidada, prácticamente no hay agua libre, porque de lo contrario, sería eliminada por el peso de la masa, puesto que el agua libre no tiene resistencia al corte" (**Dimitri, 1947**).

De acuerdo con lo expuesto, puede observarse que el fenómeno de consolidación en los suelos ha sido ampliamente estudiado, estableciéndose que bajo la acción de una carga, la mayor parte de los materiales presentan una deformación, cuya naturaleza y magnitud dependen de la dimensión de la carga aplicada, de las propiedades del material y del tiempo. Esta deformación puede presentarse por cambio de volumen o de forma, el primer caso es denominado como compresión o expansión, y es el proceso a través del cual el suelo cambia de volumen, pero no de forma. Mientras que el segundo caso, se llama distorsión o deformación desviadora, y consiste en que el suelo cambie de forma, variando la posición de los puntos, pero manteniendo su volumen constante.

El proceso de consolidación en suelos parcialmente o totalmente saturados se origina cuando el agua existente en los poros absorbe parte de la carga a la que es sometido un estrato de suelo, ya que el agua es incompresible; pero con el transcurso del tiempo escurrirá y el suelo irá absorbiendo esa carga paulatinamente. Este proceso de transferencia de carga origina cambios de volumen en la masa de suelo, iguales al volumen de agua drenada, lo cual se ilustra en la **figura 2.1**.

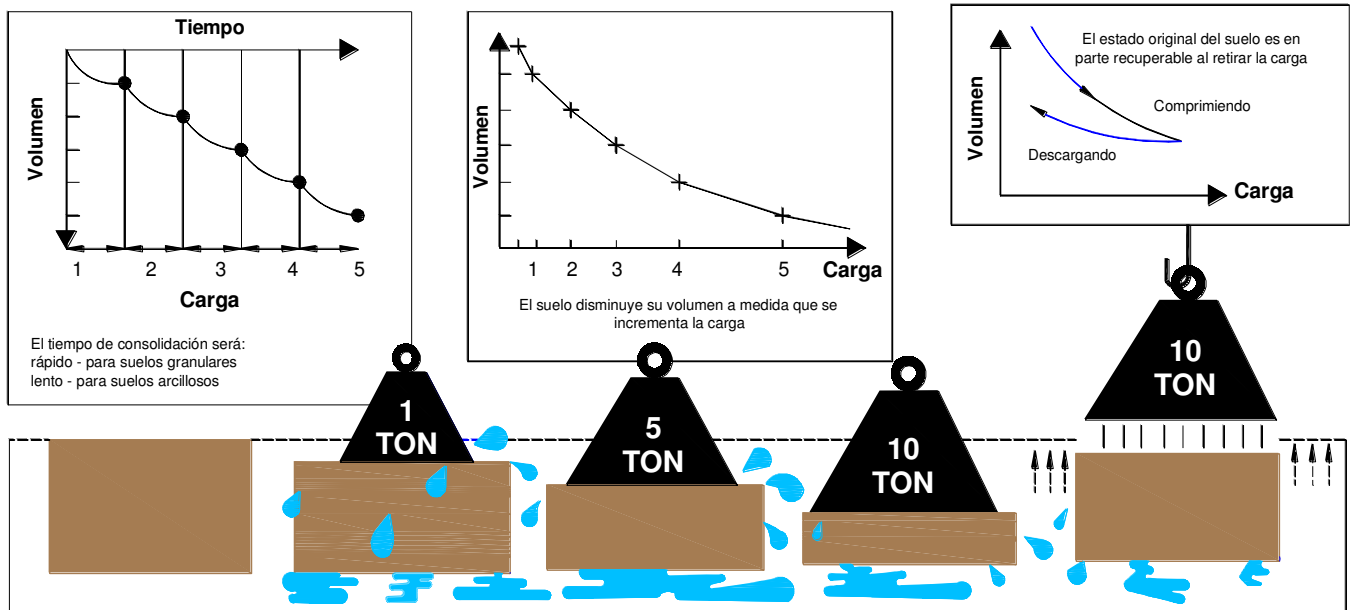


Figura 2.1
Esquema de consolidación en campo
(Head, 1986)

La reducción de volumen que se presenta en la **figura 2.1** se debe a un cambio en los vacíos de la estructura, que provoca un desplazamiento relativo entre granos del suelo, los cuales son forzados a ocupar posiciones estables, haciendo al material más compacto. Así, la deformabilidad del suelo se debe a la facilidad con la que los granos cambian de posición, también por el tipo y rigidez de la estructura del suelo.

En suelos granulares, la reducción del volumen de vacíos se produce casi instantáneamente cuando se aplica la carga. En cambio, en suelos arcillosos toma mayor tiempo, dependiendo de factores como el grado de saturación, el coeficiente de permeabilidad, la longitud de la trayectoria que tenga que recorrer el fluido expulsado, las condiciones de drenaje y la magnitud de la sobrecarga. El fenómeno descrito se denomina consolidación, y se define teóricamente como la reducción paulatina de la relación de vacíos que sufre un suelo de baja permeabilidad, que está sometido a cargas de larga duración. **Barden (1969)** establece que "...el proceso de consolidación se acepta ahora como continuo, pero se divide tradicionalmente en las etapas primaria y secundaria. La

etapa primaria es regulada por la disipación de la presión de poro y la etapa secundaria es un creep bajo un esfuerzo efectivo constante". Durante el desarrollo de este fenómeno destacan dos aspectos:

1. La magnitud de las compresiones totales que pueden presentarse bajo distintas cargas.
2. La evolución con el tiempo de la compresión sufrida por un suelo bajo una carga determinada.

Estas compresiones dan lugar a tres tipos de asentamiento, mismos que se exponen a continuación (**Das, 1998**):

- a) *Asentamiento inmediato*. Es causado por la deformación elástica de los suelos saturados. Este tipo de asentamiento generalmente se analiza a partir de ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad.
- b) *Asentamiento por consolidación primaria*. Tiene como resultado el cambio de volumen en suelos cohesivos saturados, debido a la expulsión de agua que ocupa los espacios vacíos.
- c) *Asentamiento por consolidación secundaria*. Éste se observa en suelos cohesivos saturados, y es resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo. Es una forma adicional de compresión que ocurre con un esfuerzo efectivo constante.

De ahí que al aumentar los esfuerzos en un estrato de arcilla saturada el asentamiento elástico no se produzca inmediatamente, ya que la conductividad hidráulica de la arcilla es significativamente pequeña, lo cual origina que el exceso de presión de poro generado se disipe poco a poco, por lo que el cambio de volumen continúa mucho después del asentamiento inmediato. Por otro lado, se tiene que la compresibilidad es la propiedad del suelo que permite que su volumen disminuya cuando se le somete a un incremento de esfuerzos. Dicha propiedad se expresa como la relación entre el cambio de volumen y la magnitud del incremento de esfuerzo aplicado, sin hacer referencia explícita a la variable tiempo.

Las derivaciones matemáticas de la teoría de consolidación que propuso Terzaghi en 1925 se basaron en los siguientes supuestos (**Paniagua, 1989**):

1. La compresión del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
2. El agua y los granos de suelo son incompresibles.
3. Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la oquedad. Su relación es lineal durante cualquier incremento de esfuerzo, y el cambio en la relación de vacíos (o la deformación volumétrica) se aproxima a un valor finito, al final del proceso de consolidación.
4. La masa de suelo está saturada, es homogénea e isótropa.

5. El agua expulsada sólo corresponde al agua libre (o gravitacional) que sale de los poros de la estructura del suelo, la Ley de Darcy se considera válida.
6. El incremento de carga se aplica instantáneamente.
7. Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
8. La presión aplicada es uniforme a lo largo de un plano horizontal. Al inicio, el exceso de presión hidrostática es uniforme en todo el suelo.
9. El peso del suelo no se toma en cuenta.

Considerando las diferencias de los resultados obtenidos con la teoría de Terzaghi y los de laboratorio, se desarrollaron posteriormente modelos como el de Buisman en 1936, y el de Taylor y Merchant en 1940, en los cuales se considera la influencia del tiempo en el proceso de consolidación, y toman en cuenta variables como la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo y la variación de estos dos parámetros en el tiempo.

Taylor en 1942, mejoró este modelo y definió el proceso de consolidación como una única relación entre el esfuerzo efectivo vertical, la relación de vacíos y la razón de cambio de la relación de vacíos con el tiempo [**Leroueil, 1985 (citado por Hidalgo, 2007)**].

A partir de esos modelos se definió que el proceso de consolidación se presenta en dos etapas: la primera, llamada consolidación primaria, en la cual el volumen de la muestra disminuye debido a la disipación del exceso de la presión de poro; y la segunda, denominada consolidación secundaria, presentándose la disminución del volumen, principalmente por el reacomodo de las partículas internas que forman la estructura del suelo y a sus propiedades viscosas.

De esta forma han surgido diversas investigaciones basadas ya sea en la teoría de Terzaghi o en la que divide al proceso de consolidación en las dos etapas antes mencionadas, para simular el comportamiento del suelo frente a este proceso. Entre estas investigaciones destacan las realizadas por **Leonards (1977)** y **Mesri et al. (1977)**, cuyos resultados validan la primer teoría; mientras que **Suklje (1957)**, **Marsal (1959)**, **Barden (1965)**, **Bjerrum (1994)**, **Leroueil (1985)**, **Juarez (1976)** y **Zeevaert (1956)**, lo hacen con la segunda. Este último, destaca por su inquietud de comprender el comportamiento de los materiales compresibles tales como las arcillas lacustres del valle de México, desarrollando el concepto de "viscosidad intergranular", para explicar y calcular el fenómeno de consolidación secundaria. El cual se refiere de forma general a lo siguiente:

Al aplicar una carga, el esfuerzo que provoca es inicialmente soportado por la fase líquida del suelo y conforme pasa el tiempo, el agua drena hacia las fronteras permeables, provocando simultáneamente la transferencia de esfuerzo a la fase sólida. Durante este proceso, la reducción del volumen del agua expulsada, consecuentemente su velocidad de deformación es función de la velocidad de salida

del agua. En suelos limo-arcillosos, después que el exceso de presión de poro se ha disipado se observa que continúa el proceso de deformación de tipo viscoso (consolidación secundaria), que se desarrolla por periodos mayores que los que toma la consolidación primaria. Para expresar este fenómeno, Zeevaert desarrollo la teoría basada en el modelo reológico de Terzaghi de compresión primaria, y del modelo reológico creado por el autor que representa la viscosidad intergranular.

Lo importante de todas las investigaciones es que ha quedado claro que el comportamiento esfuerzo-deformación de las arcillas, depende del tiempo y de las propiedades mecánicas y viscosas del suelo. Además de estos factores, intervienen otros como la temperatura, el proceso de muestreo, las condiciones de frontera y la velocidad de deformación.

2.3. DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD.

Para el estudio del fenómeno de consolidación en laboratorio, Terzaghi ideó un dispositivo denominado consolidómetro, que se describirá detalladamente más adelante. En este equipo se prueba una probeta de suelo a través de la aplicación de diversos incrementos, registrando en cada uno de ellos la evolución de las deformaciones con el tiempo, durante un lapso suficiente para definir claramente el tramo de consolidación secundaria.

Para cada incremento de esfuerzos se grafica la evolución de la deformación con respecto al tiempo; es decir, el desarrollo del proceso de consolidación del suelo para el incremento de esfuerzo al cual fue sometido el material. Estas gráficas se conocen como *curvas de consolidación (figura 2.2)*, y son básicas para determinar los parámetros de compresibilidad del suelo. En estas curvas se pueden observar las siguientes 3 etapas:

1. Etapa I: Compresión inicial, causada principalmente por la precarga.
2. Etapa II: Consolidación primaria, durante la cual el exceso de presión de poro es gradualmente transferido a esfuerzos efectivos por la expulsión del agua de los poros.
3. Etapa III. Consolidación secundaria, ocurre después de la disipación total del exceso de presión de poro. Es cuando alguna deformación del espécimen tiene lugar debido al reajuste plástico de la estructura del suelo.

Cada incremento de esfuerzos produce una deformación vertical en la muestra, que dada las condiciones de deformación, representa una reducción en el volumen de vacíos del material, obteniendo finalmente una *curva de compresibilidad*, como se observa en la **figura 2.3**.

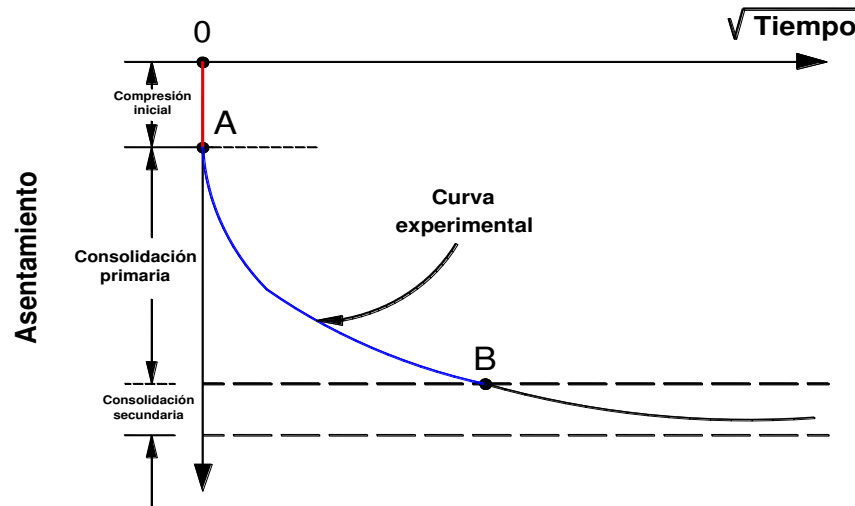


Figura 2.2
Curva de consolidación (Barnes, 2000).

Cuando la presión total aplicada sobre el espécimen es mayor que la presión efectiva máxima en el pasado, el cambio en la relación de vacíos es mucho mayor, y la relación e - $\log \sigma'$ es prácticamente lineal, con una pendiente más inclinada. Las 2 definiciones básicas en la arcilla con base en la historia de esfuerzos, que se presentan en la curva de compresibilidad son:

- **Preconsolidación.** Es el esfuerzo máximo que ha soportado el suelo en estudio, en toda su historia geológica. De lado izquierdo en la **figura 2.3** se aprecia una pequeña pendiente que define esta etapa. A través de la curva se establece el esfuerzo de preconsolidación, que representa la transición entre la condición estructurada y desestructurada del suelo. Con el esfuerzo de preconsolidación, se puede definir la relación de preconsolidación (OCR) para un suelo con:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'} \quad 2.1$$

Donde:

- σ'_{pc} = Presión de preconsolidación de un espécimen.
- σ' = Presión vertical efectiva presente.

- **Normalmente consolidado.** Es la presión de sobrecarga efectiva presente en el suelo; es decir, el suelo nunca ha sufrido esfuerzos efectivos superiores a los que tiene en el momento de estudio. En la **figura 2.3** se expone del lado derecho, una línea recta con una pendiente grande denominada índice de compresión (C_c).

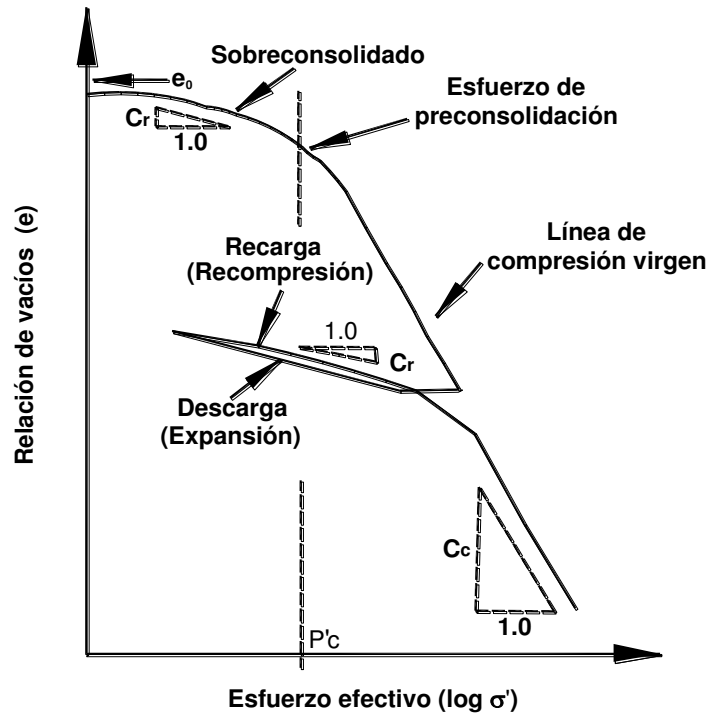


Figura 2.3
Curva de compresibilidad: Relación de vacíos vs. logaritmo del esfuerzo efectivo (Al-Khafaje, 1992).

A partir de las gráficas de consolidación y compresibilidad se determinan diversos parámetros, los cuales permiten predecir la velocidad y la magnitud de los asentamientos que desarrollan las estructuras cimentadas sobre suelos cohesivos. Enseguida se presenta la definición y ecuaciones utilizadas para obtener dichos parámetros.

- ❖ **Coficiente de compresibilidad (a_v).** Expresa la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo aplicado.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \quad 2.2$$

- ❖ **Coficiente de compresibilidad volumétrica (m_v).** Se define como el cambio de volumen por unidad de incremento de esfuerzo efectivo. Las unidades de m_v son inversas a la presión (cm^2/kg) y el cambio de volumen puede expresarse en términos del cambio de la relación de vacíos o del espesor del volumen.

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \left(\frac{e_0 - e_1}{\sigma'_1 - \sigma'_0} \right) \quad 2.3$$

$$m_v = \frac{a_v}{1+e_0} \quad 2.4$$

- ❖ **Coefficiente de consolidación (C_v)**. Indica la rapidez con la que se disipa la presión de poro una vez aplicado el incremento de carga (**Flores, 2009**). El coeficiente de consolidación generalmente disminuye conforme el límite líquido aumenta. Además, depende de la permeabilidad k y de la compresibilidad volumétrica del suelo.

Para un incremento de carga dado sobre un espécimen, existen dos métodos gráficos comúnmente usados para determinar C_v a partir de pruebas de consolidación unidimensional de laboratorio. Uno de ellos es el *método del logaritmo del tiempo* propuesto por Casagrande y Fadum (1940), y el otro es el *método de la raíz cuadrada del tiempo* sugerido por Taylor (1942). A través de ellos se obtiene el tiempo en el cual se desarrolla la deformación al 50 y 90%, respectivamente (**citado en Das, 1998**). Para el cálculo del coeficiente de consolidación en cada incremento de carga, se utiliza la siguiente expresión:

$$C_v = \frac{T \cdot H^2}{t} \quad 2.5$$

Donde:

C_v = Coeficiente de consolidación.

T = Es el factor cuyo valor es 0.197 para el 50% de la consolidación primaria y 0.848 para el 90%.

H = Longitud del máximo camino de drenaje durante un incremento de carga dado. Si la muestra es doblemente drenada, el valor de H será la mitad de la altura del espesor del estrato.

t = Tiempo para el correspondiente factor de tiempo, obtenido de la curva de consolidación.

El coeficiente de consolidación no es constante durante la consolidación, y dependerá de la sobrecarga aplicada y las permeabilidades del suelo.

- ❖ **Índice de compresión (C_c)**. Corresponde a la variación lineal del índice de vacíos con respecto al logaritmo de los esfuerzos aplicados, que se determina utilizando la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{0+1}}{\sigma_0}\right)} = \frac{e_0 - e_{0+1}}{\log\left(\frac{e_{0+1}}{e_0}\right)} \quad 2.6$$

Donde:

e_0 =Relación de vacíos para un estado determinado.

σ_0 = Esfuerzo inicial antes de aplicar el incremento.

En ausencia de datos de consolidación de laboratorio, se han establecido diversas relaciones empíricas para realizar un cálculo aproximado de la consolidación primaria en campo, como la de **Terzaghi y Peck (1967)** para arcillas inalteradas:

$$C_c = 0.009(w_L - 10) \quad 2.7$$

A través de la observación de varias arcillas naturales **Rendón-Herrero (1983)** obtuvieron la siguiente relación para el índice de compresión:

$$C_c = 0.141 G_s^{1.2} \left(\frac{1 + e_0}{G_s} \right)^{2.38} \quad 2.8$$

Por otra parte, **Nagaraj y Murty (1985)** expresaron el índice de compresión como:

$$C_c = 0.2343 \left| \frac{w_L(\%)}{100} \right| G_s \quad 2.9$$

❖ **Índice de compresión secundaria (C_α)**. Después de la disipación total del exceso de presión de poro de agua (consolidación primaria), en ocasiones se observa algún asentamiento debido al ajuste plástico de la estructura del suelo, denominado usualmente flujo plástico, mejor conocido como consolidación secundaria. El cual es prácticamente lineal, y puede observarse en la **figura 2.4**. Por otro lado, el índice de compresión secundaria se define como:

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log t_2 - \log t_1} = \frac{\Delta e}{\log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)} \quad 2.10$$

Donde:

C_α = índice de compresión.

Δe = Cambio en la relación de vacíos.

t_1, t_2 = Tiempo.

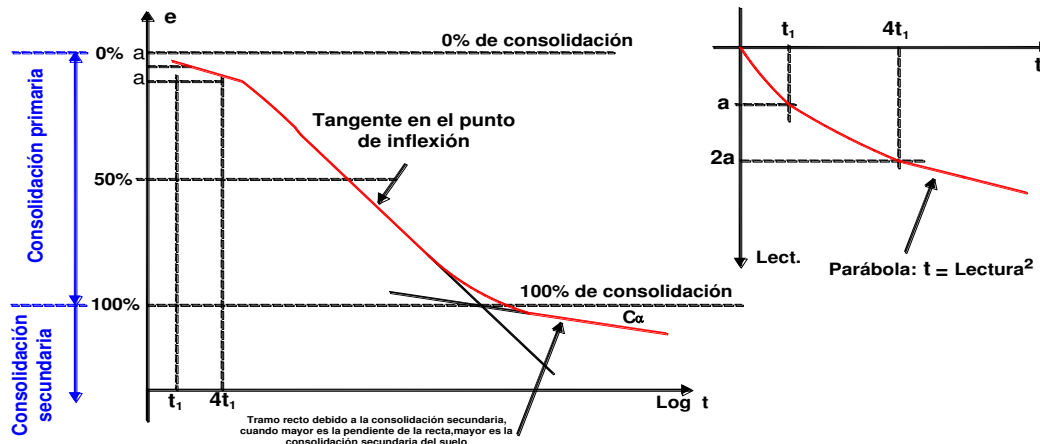


Figura 2.4

Determinación del tiempo de consolidación y el coeficiente de consolidación secundaria (Leoni, 2008).

- ❖ **Índice de expansión (C_s).** El índice de expansión es apreciablemente menor en magnitud que el índice de compresión, y generalmente se determina por pruebas de laboratorio (**Das, 2001**). En la mayoría de los casos se observa que:

$$C_s \approx \frac{1}{5} \quad \text{a} \quad \frac{1}{10} C_c \quad 2.11$$

El índice de expansión se define a través de la rama de descarga con la siguiente ecuación:

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma_{0+1}}{\sigma_0}\right)} = \frac{e_0 - e_{0+1}}{\log\left(\frac{e_{0+1}}{e_0}\right)} \quad 2.12$$

Nagaraj y Murty (1985) lo expresan como:

$$C_s = 0.0463 \left| \frac{w_L(\%)}{100} \right| G_s \quad 2.13$$

Algunos de los valores típicos de límite líquido, límite plástico, del índice de compresión virgen y el índice de expansión para algunos suelos naturales se presentan en la **tabla 2.1**.

Tabla 2.1. Compresión y expansión de suelos naturales.

Fuente: Das (2001) - Modificada.

Suelo	w_L [%]	w_P [%]	PI [%]	C_c	C_s
Arcilla azul de Boston	41	20	21	0.35	0.07
Arcilla de Chicago	60	20	40	0.40	0.07
Arcilla del Fuerte Gordon, Georgia	51	26	25	0.12	-
Arcilla de Nueva Orleans	80	25	55	0.30	0.05
Arcilla de Montana	60	28	32	0.21	0.05

Los valores típicos del índice de expansión varían en un rango de 0.015 a 0.035 (**Leonards, 1964**), exhibiendo valores altos los ejemplares alterados. El asentamiento por consolidación secundaria es más importante en suelos orgánicos, que en suelos inorgánicos altamente compresibles. En arcillas inorgánicas preconsolidadas, el índice de compresión secundaria es muy pequeño y tiene menor importancia práctica.

- ❖ **Coficiente de permeabilidad (k).** La permeabilidad en los suelos cohesivos se calcula a partir de los resultados del ensayo de consolidación con la fórmula 2.14.

Debe tomarse en cuenta que el valor de m_v es variable según el nivel de esfuerzos que se imponga al suelo, y por lo tanto varía el coeficiente de conductividad hidráulica o permeabilidad.

$$k=C_v \cdot m_v \cdot \gamma_w \quad 2.14$$

2.4. EVOLUCIÓN DEL EQUIPO UTILIZADO EN PRUEBAS DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL.

Son diversos los instrumentos que han sido creados para realizar pruebas de consolidación en suelos cohesivos, principalmente para facilitar el trabajo experimental en el laboratorio. El primero fue diseñado por Terzaghi para estudiar inicialmente el endurecimiento que sufrían algunas arcillas muy compactas cuando estaban expuestas a la intemperie. Dicho dispositivo fue denominado consolidómetro, y en ocasiones odómetro. Las pruebas de consolidación estándar realizadas en este instrumento, consisten en comprimir verticalmente una muestra cilíndrica de suelo, con un número de cargas establecidas previamente. Los ejemplares son generalmente de 3 ¼" de diámetro y 3/4" de espesor. El espécimen es confinado en un anillo de metal rígido entre dos piedras porosas ubicadas en la parte superior e inferior de la muestra. Con este arreglo la deformación lateral es nula y sólo se permiten deformaciones en sentido vertical (unidimensional). Por tanto, el flujo de agua intersticial es tan solo vertical. De esta forma, se tiene que la deformación impuesta por el odómetro es un caso especial de compresión combinado con distorsión cortante, en la cual la deformación lateral está impedida. La carga de la muestra se aplica a través de un brazo de palanca, y la compresión se mide por un indicador micrométrico. El espécimen de suelo se mantiene bajo el agua durante la prueba, y cada carga se mantiene por lo general durante 24 horas. Después de que transcurre este tiempo, la carga se duplica al igual que la presión ejercida sobre la probeta de suelo. El número de incrementos de carga varía entre seis u ocho, hasta llegar al esfuerzo máximo deseado. La duración de este tipo de pruebas es de dos y tres semanas.

El diagrama esquemático de un consolidómetro se muestra en la **figura 2.5-a**, en donde se observa que el equipo está constituido por un anillo de consolidación, discos porosos, micrómetro y marco de carga. El anillo puede ser flotante (**figura 2.5-b**) o fijo (**figura 2.5-c**).

El consolidómetro de anillo flotante debe tener una base rígida metálica, independiente del banco de consolidación. Es conveniente que el recipiente utilizado para sumergir la muestra, sea un cilindro de lucita que permita observar los movimientos relativos del anillo de consolidación y de las piedras porosas durante la prueba. Por otro

lado, el consolidómetro de anillo fijo debe tener una base rígida diseñada para recibir la piedra porosa inferior, y fijar el anillo de consolidación. Para sumergir la probeta se usa un recipiente independiente del banco de consolidación. Este consolidómetro debe incluir un piezómetro calibrado y las conexiones necesarias para poder realizar las pruebas de permeabilidad.

El consolidómetro de anillo flotante es más recomendable, porque la fricción que se desarrolla entre el anillo y el espécimen es menor que en un consolidómetro de anillo fijo. Lo cual es preferible para suelos muy blandos, que no soportan el peso de un anillo flotante; sin embargo, los hechos de plástico pueden usarse en la mayoría de los suelos. El consolidómetro de anillo fijo tiene la ventaja de permitir la realización de pruebas de permeabilidad, aunque en la práctica, resulte difícil combinar una prueba de consolidación con una de permeabilidad sin que se presenten interferencias entre ambas. El diseño del consolidómetro tuvo como finalidad demostrar el principio de esfuerzos efectivos. El establecimiento de este dispositivo permitió medir directamente la permeabilidad y asentamiento del espécimen, confirmando de esta manera las hipótesis básicas de la Teoría de Consolidación. Es importante destacar que el consolidómetro de Terzaghi es considerado como la primera celda de drenaje.

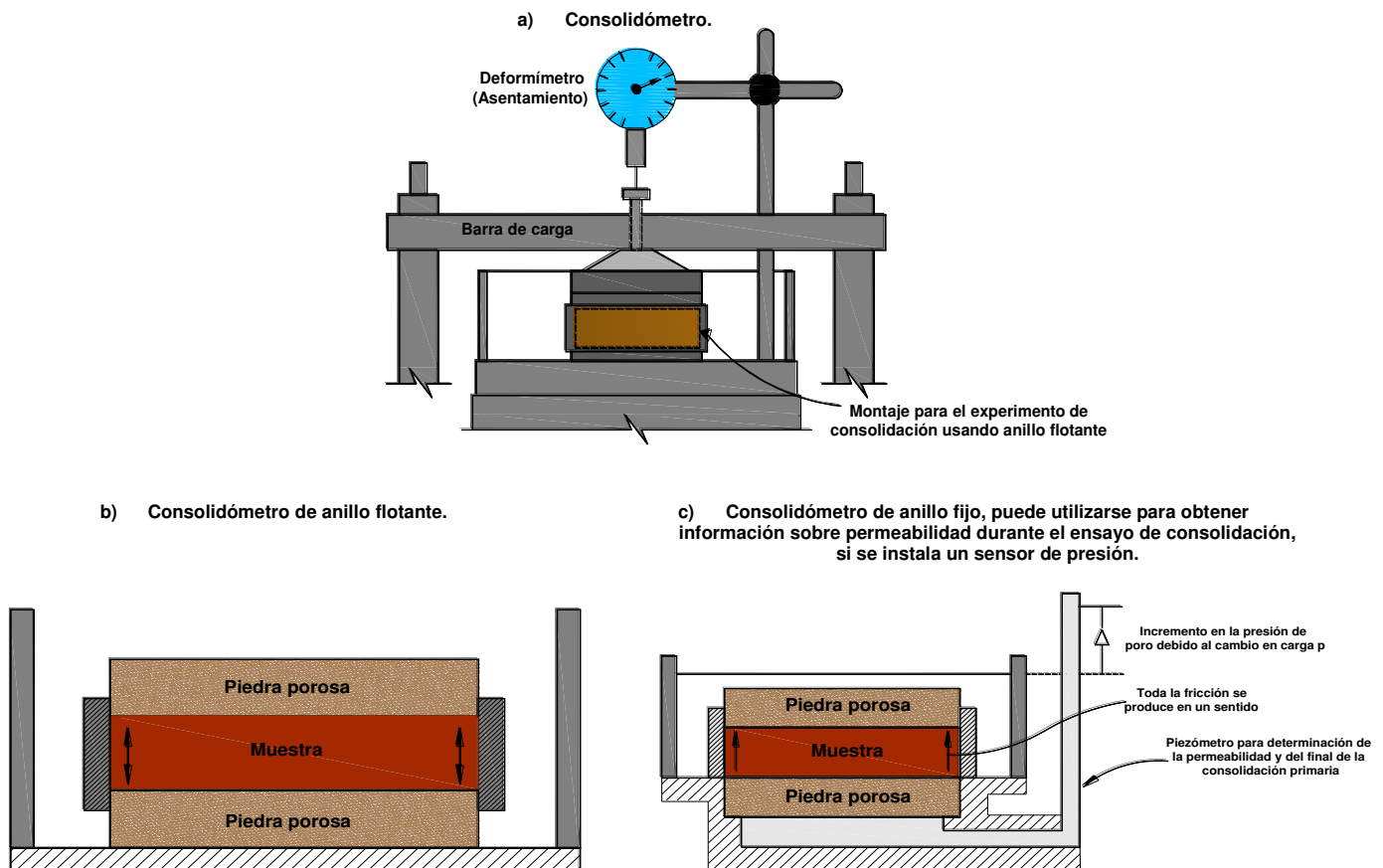


Figura 2.5 Consolidómetro y distintos tipos de anillos (Bowles J., 1982).

El estudio de arcillas marinas realizado por Casagrande impulsó la evolución del odómetro, ya que sus investigaciones requirieron el uso de muestras inalteradas. Los cambios radicaron en contener al espécimen en un anillo para separarlo y muestrearlo, previniendo con ello la pérdida de agua (**figura 2.6**). Aunado a estos cambios, durante este período destacó el uso del anillo flotante.

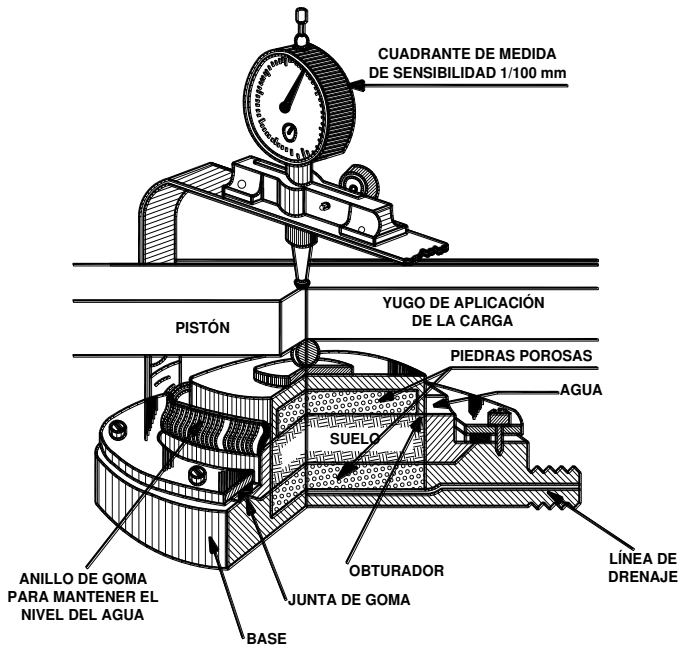


Figura 2.6
Odómetro de Casagrande (Jiménez, 1951).

Otro antecedente importante en la innovación del odómetro fue el registro de la primera medición de presión de poro, lo cual se debió a Taylor. Para ello se desarrolló un sistema de balanceo conectado a la base de la muestra, usando la técnica realizada por **Aldrich (1951)** al insertar una aguja a la mitad del plano del espécimen. También destacan las descripciones de **Whitman, Richardson y Healy (1961)** sobre las ventajas del transductor eléctrico de presión, mismo que fue utilizado en la primera celda Rowe.

El origen de la celda Rowe se debió a que el consolidómetro de Casagrande presentaba diversas desventajas durante la realización de las pruebas, ya que no se contaba con un control suficiente sobre el drenaje y la medida de la presión de poro inicial. Además de los errores que podían surgir al aplicar los esfuerzos mecánicamente debido a la fricción y las vibraciones.

Las pruebas realizadas en este nuevo equipo consistían en aplicar a la muestra una carga uniforme para medir la presión de poro actuante a través de un diafragma de hule, ubicado en la tapadera, con un espesor de 0.07". El asentamiento vertical era medido en el centro de la muestra con un eje de latón con un diámetro de 3/8", adjunto a un micrómetro. El eje se encontraba sellado en el centro de la celda con el diafragma a través de un gato y dos arandelas, con la finalidad de eliminar cualquier error en las mediciones, debido a la compresión del diafragma bajo presión (**figura 2.7**).

La ausencia de presión de agua actuando encima del área del eje daba como resultado un error promedio al aplicar presión entre 1.5 y 0.14%, con tres y cuatro pulgadas de espesor, respectivamente.

La presión de poro era medida a través del flujo en cerámicas cementadas localizadas en la base de la celda, cada una conectada a un bloque de latón con cubierta eléctrica, montados en un transductor de presión. Tanto la medición de la presión de poro como el drenaje, se desarrollaban de acuerdo a la naturaleza de la prueba.

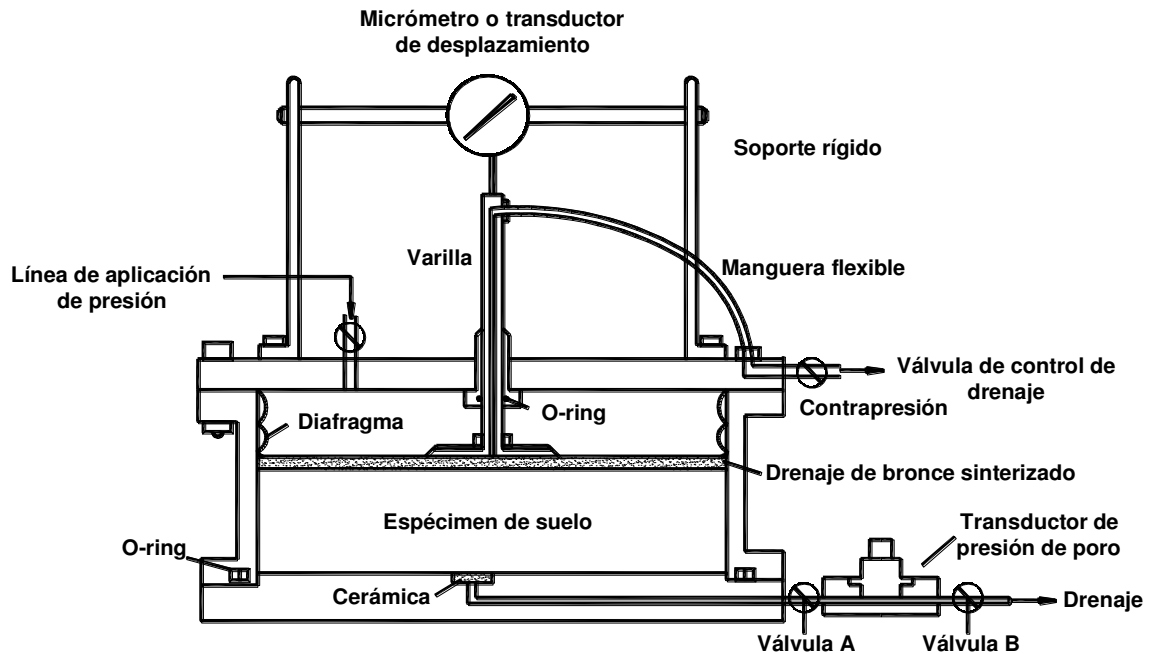


Figura 2.7
Forma básica de la celda Rowe (Rowe, 1966).

De acuerdo con **Skempton (1960) citado en Rowe, 1966**, la primera celda de consolidación fue usada por Frontard en 1910, en la cual se ensayaban ejemplares de 2 pulgadas de espesor y 14 pulgadas de diámetro. Los especímenes eran colocados en un contenedor metálico con una base perforada, aplicándoles cargas a través de un pistón.

Los factores más importantes en el desarrollo de los diferentes ensayos en la celda Rowe son: el control completo del drenaje, la presión de poro inicial y la presión que podía ser alcanzada posteriormente (**figura 2.8**).

El sistema de carga hidráulica que constituye a la celda Rowe mostró diversas ventajas sobre el sistema mecánico convencional, como aplicar altas cargas en muestras de gran diámetro, y que la muestra no estaba sujeta a efectos debidos a vibración, lo cual causaba muchos problemas a largo plazo. Otra ventaja importante es el control del drenaje, ya que la carga se aplica teniendo el drenaje cerrado, permitiendo así el pleno desarrollo de la condición de presión de poro inicial a la hora elegida. Además, se tiene la posibilidad de controlar el drenaje, midiendo con ello la presión de poro durante la prueba.

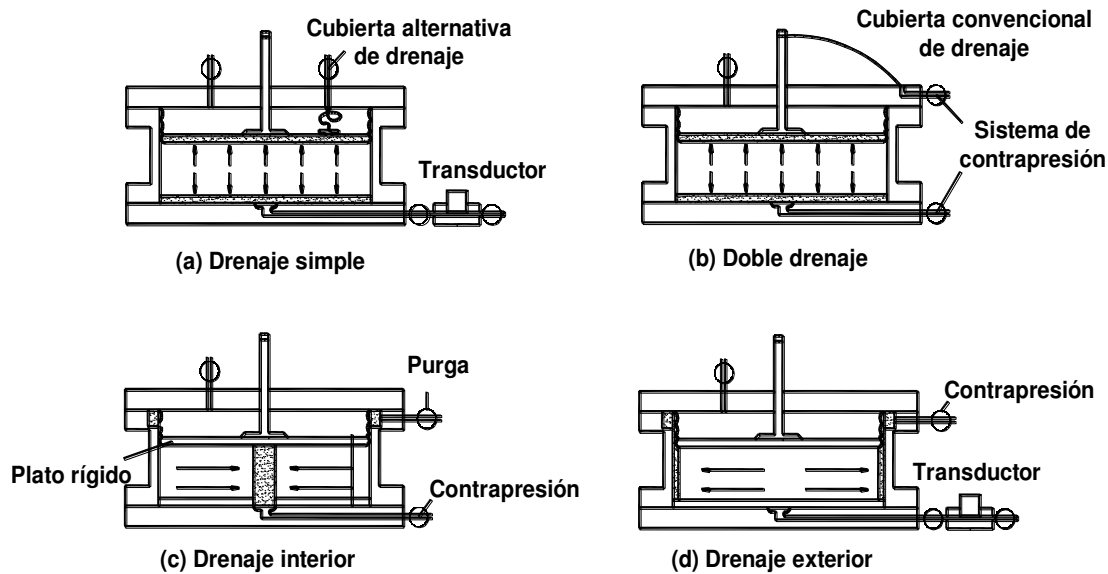


Figura 2.8
 Drenaje y medición de presión de poro, de acuerdo a los cuatro tipos de pruebas que pueden desarrollarse (Rowe, 1966).

Sin embargo, como todo equipo innovador, la celda Rowe ha presentado errores relacionados con el desempeño de los dispositivos electrónicos adaptados para su desempeño. Por lo que a lo largo de los años, se han perfeccionado diversos detalles del dispositivo para mejorar su desempeño; y así, permitir hasta el momento, la realización de pruebas de consolidación de forma más sencilla que en los odómetros convencionales.

2.5. CORRELACIÓN ENTRE PARÁMETROS DE COMPRESIBILIDAD Y PROPIEDADES ÍNDICE.

El uso de correlaciones empíricas entre los parámetros de compresibilidad y las propiedades índice permiten predecir la cantidad de asentamiento que se llevará a cabo en un sitio, y el tiempo necesario para que el estrato desarrolle la compresión; por consiguiente, este tipo de correlaciones ha asumido un gran significado en el ámbito geotécnico, principalmente en el desarrollo práctico.

Enseguida se expondrán algunas de las investigaciones que se han realizado alrededor del mundo sobre los parámetros de compresibilidad y su relación con las propiedades índice, con la finalidad de tener un panorama más amplio del tema.

En 1944 Skempton y sus colaboradores, establecieron la primera correlación que determinaba los valores del índice de compresión para muestras remoldeadas de arcilla de diferentes partes del mundo, con una desviación de $\pm 30\%$, los cuales aumentaban a medida que lo hacía el límite líquido (**figura 2.9-a**):

$$C_c = 0.007(w_L - 10\%) \quad 2.15$$

Terzaghi y Peck (1967) encontraron que en arcillas normalmente consolidadas de sensibilidad baja a media, el índice de compresión se definía a partir de la ecuación 2.7, expuesta anteriormente en este capítulo. Para arcillas de la ciudad de Brasilia se encontró la siguiente correlación:

$$C_c = 0.0046(w_L - 9) \quad 2.16$$

En Santa Fe de Bogotá se realizó un estudio para obtener la correlación estadística con 50 muestras de arcilla, extraídas de distintos sitios y profundidades, y por lo tanto con diferente composición e historia de esfuerzos, lo cual se refleja en la dispersión encontrada, y que se muestra en la **figura 2.9-b**, con ello se propuso la siguiente ecuación:

$$C_c = 0.0136(w_L - 19\%) \quad 2.17$$

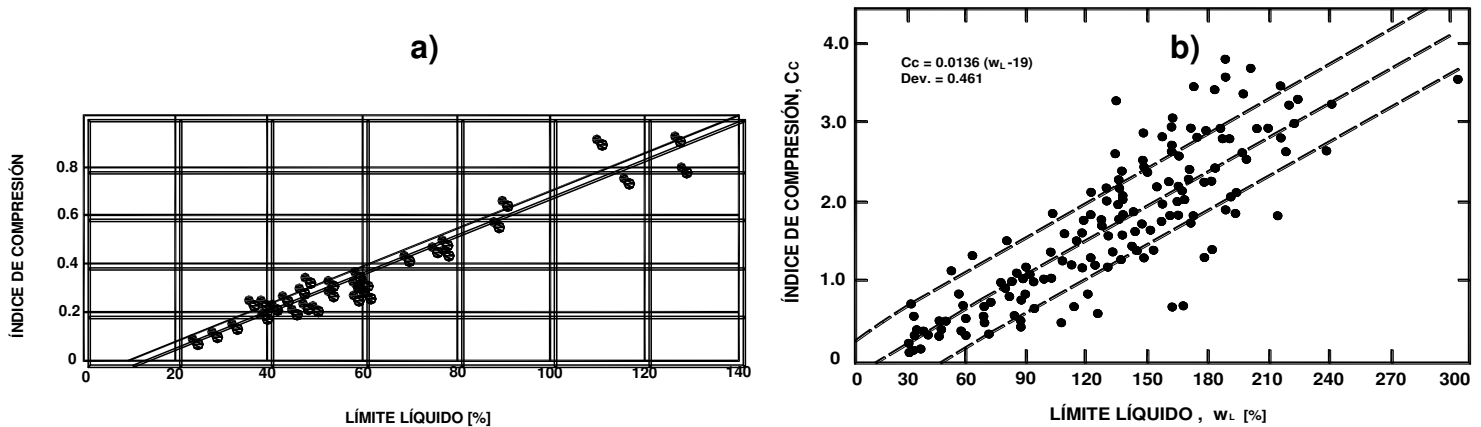


Figura 2.9

a) Relación entre el límite líquido e índice de compresión para arcillas remoldeadas (A.W. Skempton, 1944), b) Correlación entre el límite líquido e índice de compresión virgen en arcillas de Santa Fe Bogotá (Maturana, 1994).

Han sido varios los autores que han establecido correlaciones entre los parámetros de compresibilidad y las propiedades índice, después de Skempton y Terzaghi, entre los que destacan: **Nishida (1956)**; **Cozzolino (1961)**; **Lambe y Whitman (1969)**; **Mayne, (1980)**; **Nakase (1988)**; **Yin(1999)**; **Azzouz (1976)**; **Koppula (1981)**; **Rendón - Herrero (1983)**; **Al - Khafaji y Andersland (1992)**, entre otros que se listan en la **tabla 2.2**.

El uso de las ecuaciones mostradas en la **tabla 2.2** ha determinado que la magnitud del índice de compresión (C_c) en arcillas saturadas varía de 0.1 a 0.5, dependiendo de sus características, y aumentan cuando la plasticidad se incrementa. En suelos orgánicos y

turbas, el índice de compresión puede incrementar hasta valores de 3 como en la arcilla de la Ciudad de México, y en algunos casos puede alcanzar valores tan altos como 10 (Mesri, 1975).

Tabla 2.2. Ecuaciones del índice de Compresión.

Fuente: Sridharan A. (2000).

Ecuación	Aplicabilidad	Referencia
$C_c=0.007(w_L-10)$	Arcillas remoldeadas	Skempton, 1944
$C_c=0.0046(w_L-9)$	Arcillas Brasileñas	Cozzolio, 1961
$C_c=0.009(w_L-10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck, 1967
$C_c=0.006(w_L-9)$	Arcillas con límite líquido < 100%	Azzouz et. al., 1976
$C_c=0.009(w_L-8)$	Arcillas de la Bahía de Osaka	Tsuchida, 1991
$C_{c10}=0.009w_L$	Arcillas de la Bahía de Tokio	Tsuchida, 1991
$C_c=0.01(w_n-5)$	Todas las arcillas	Azzouz et. al., 1976
$C_c=0.01w_n$	Todas las arcillas	Koppula, 1981
$C_c=0.01(w_n-7.549)$	Todas las arcillas	Herrero, 1983
$C_c=0.0115w_n$	Arcillas y limos orgánicos	Bowles, 1989
$C_c=1.15(e-e_0)$	Todas las arcillas	Nishida, 1956
$C_c=0.29(e_0-0.27)$	Suelos inorgánicos	Hough, 1957
$C_c=0.35(e_0-0.5)$	Suelos orgánicos	Hough, 1957
$C_c=0.246+0.43(e_0-0.25)$	Arcillas Montley de San Paulo Brasil	Cozzolio, 1961
$C_c=1.21+1.055(e_0-1.87)$	Tierras bajas de Santos, Brasil	Cozzolio, 1961
$C_c=0.75(e_0-0.50)$	Suelos con plasticidad	Sowers, 1970
$C_c=0.208e_0+0.0083$	Arcillas de Chicago	Bowles, 1989
$C_c=0.156e_0+0.0107$	Todas las arcillas	Bowles, 1989
$C_c=0.2e^{1.6}$	Suelos recientemente sedimentados naturalmente	Shorten, 1995
$C_c=0.5(\gamma_w/\gamma_d)^{2.4}$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1980
$C_c=0.185[G_s(\gamma_w/\gamma_d)-2-0.144]$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1983
$C_c=0.5PIG_s$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Wroth y Wood, 1978
$C_c=0.329[0.027(w-w_p)+0.0133PI(1.192+ACT^{-1})]$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Carrier, 1985
$C_c=0.2237e_L$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Nagaraj y Srinivasa Murthy, 1983
$C_c=0.2343e_L$	Todas las arcillas remoldeadas y normalmente consolidadas	Nagaraj y Srinivasa Murthy, 1986
$C_c=0.274e_L$	Arcillas y arenas mezcladas	Nagaraj et. al., 1995

Nota: ACT, actividad; C_c , índice de compresión; C_{c10} , índice de compresión con presión de consolidación, $p=10 \text{ kg/cm}^2$; e , relación de vacíos a una presión específica; e_L , relación de vacíos respecto al límite líquido; e_0 , relación de vacíos inicial o en sitio; G_s , densidad de sólidos; w_L , límite líquido; w_n , contenido de agua natural de un suelo considerado remoldeado; w_p , límite plástico; PI, índice de plasticidad.

En estudios realizados en la facultad de minas en Colombia, se compararon los valores calculados con la ecuación 2.7 [$C_c=0.009(w_L-10)$] y los obtenidos de las curvas de consolidación para suelos del Valle de Aburrá (Maturana, 1994). Observando una gran divergencia entre los valores de C_c experimentales y los teóricos calculados con la ecuación antes mencionada.

A partir de los resultados obtenidos en la investigación, se propuso acondicionar la ecuación de Terzaghi, para las arcillas de las zonas estudiadas, de la siguiente forma:

$$C_c = M(w_L - 10\%) \quad 2.18$$

Donde M es un coeficiente a determinar, conocidos los valores de C_c y w_L . Para las muestras ensayadas se llegó a un valor promedio del coeficiente $M=0.0032$, que es propio de muestras inalteradas de arcilla normalmente consolidada (**figura 2.10**).

Otro estudio más reciente obtuvo el coeficiente $M= 0.0073$ en forma similar a la anterior, para 33 muestras de suelo. Además se establecieron diferentes regresiones estadísticas, obteniendo coeficientes de correlación muy bajos.

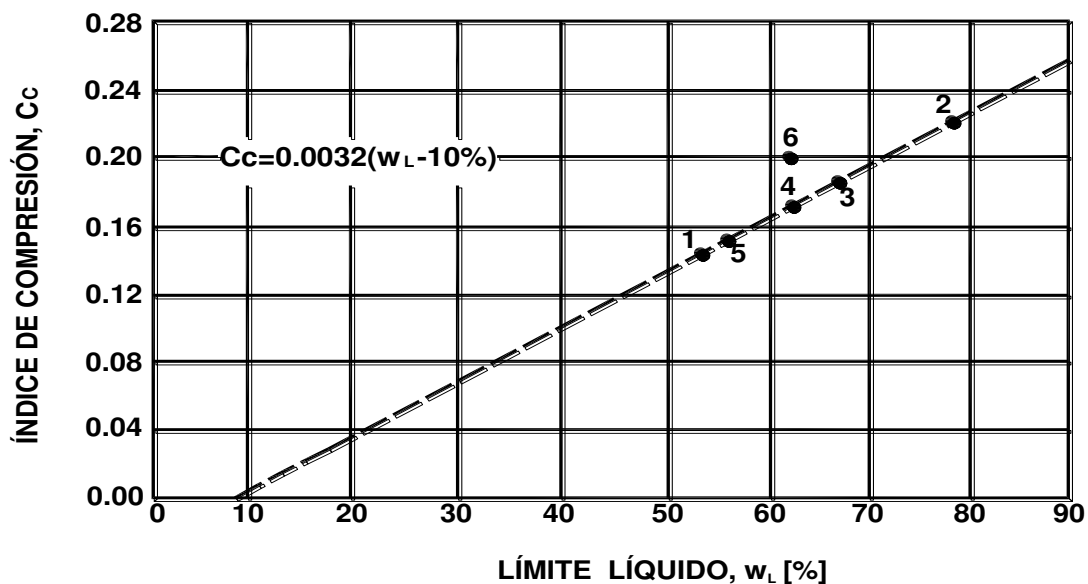


Figura 2.10
Relación entre el índice de compresión y el límite líquido para arcillas normalmente consolidadas de Medellín (Maturana, 1994).

Durante la investigación se notó un decremento de C_c al aumentar el límite líquido, lo cual no es cierto según la teoría de Terzaghi, Peck y Skempton. Estos resultados se atribuyen al desconocimiento mineralógico de las muestras estudiadas, a la escasez del espacio muestral y al efecto del origen del suelo.

Sridharan (2000) realizó ensayos en probetas de suelo remoldeado de 60 mm de diámetro y 20 mm de altura, los resultados se exponen en las **tablas 2.3 y 2.4**. A partir de ellos puede observarse que al aumentar el límite líquido también lo hace el índice de compresión.

Tabla 2.3. Propiedades índice de suelos naturales remoldeados.
Fuente: Sridharan A. (2000) - Modificada.

Suelo	Tipo de suelo	G _s	w _L [%]	w _p [%]	w _s [%]	PI [%]	C _c
1	Suelo rojo 1	2.70	37.00	18.00	14.70	19.00	0.23
2	Suelo limoso	2.65	39.00	29.50	27.40	9.50	0.20
3	Caolinita 1	2.65	48.00	35.60	39.00	12.40	0.24
4	Suelo rojo 2	2.70	48.00	23.20	15.50	26.70	0.40
5	Caolinita 2	2.64	55.00	31.40	33.10	23.60	0.30
6	Arcilla Cochin	2.61	56.40	38.10	21.00	18.30	0.37
7	Suelo café 1	2.66	58.50	32.10	13.50	26.40	0.43
8	Caolinita 3	2.65	58.70	45.20	46.40	13.50	0.25
9	Suelo ilitico	2.58	73.40	51.90	39.00	21.50	0.42
10	Suelo BC	2.70	73.50	35.60	11.90	37.90	0.62

Tabla 2.4. Propiedades índice de suelos naturales remoldeados seleccionados de la literatura.
Fuente: Sridharan A. (2000) - Modificada.

No. Suelo	Tipo de suelo	w _L [%]	w _p [%]	w _s [%]	PI [%]	G _s	C _c	Referencia
L1	Arcilla limosa glacial	28.00	20.00	-	8.00	2.72	0.13	Leonards y Ramiah,1959
L2	Arcilla Boulder	28.00	14.00	-	14.00	2.69	0.13	Skempton, 1944
L3	Arena de Delta	36.00	18.00	-	18.00	2.71	0.25	Skempton, 1944
L4	WeinerTegel	46.70	22.00	-	24.70	2.76	0.31	Burland, 1990
L5	Arcilla de Vienna	47.00	22.00	-	25.00	2.76	0.31	Hvorslev, 1960
L6	Arcilla de Oxford	53.00	27.00	-	26.00	2.57	0.30	Skempton, 1944
L7	Suelo negro	57.00	23.00	15.50	34.00	-	0.34	Ranganatham, 1961
L8	Arcilla residual	58.00	27.00	-	31.00	2.74	0.36	Leonards y Ramiah,1959
L9	Arcilla Gosport	76.00	29.00	-	47.00	2.67	0.46	Skempton, 1944
L10	Arcilla de Londres	77.00	28.00	-	49.00	2.71	0.49	Skempton, 1944
L11	Kleinbelt Ton	127.00	36.00	-	91.00	2.77	0.94	Burland, 1990
L12	Argile platique	128.00	31.00	-	97.00	2.58	0.81	Burland, 1990

En la **figura 2.11** se muestra la carta de plasticidad de los suelos usados por Sridharan en el estudio. Por otro lado, en las **figuras 2.12 a, b y c** se exponen las relaciones establecidas entre el índice de compresión, el índice de plasticidad y el índice de contracción. Para obtener resultados a través de este último parámetro, se utilizó la siguiente ecuación:

$$C_c = 0.007(I_s + 18) \quad 2.19$$

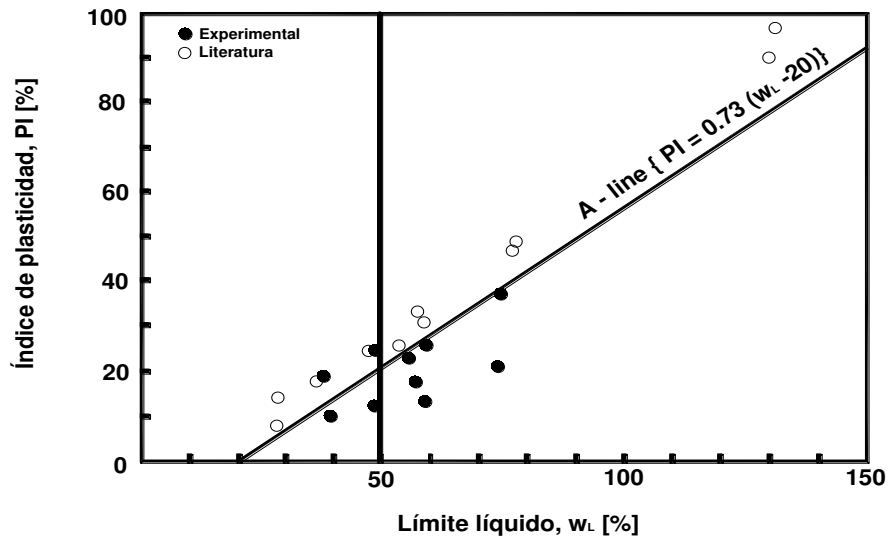


Figura 2.11
 Carta de plasticidad utilizada en el estudio de Sridharan (2000).

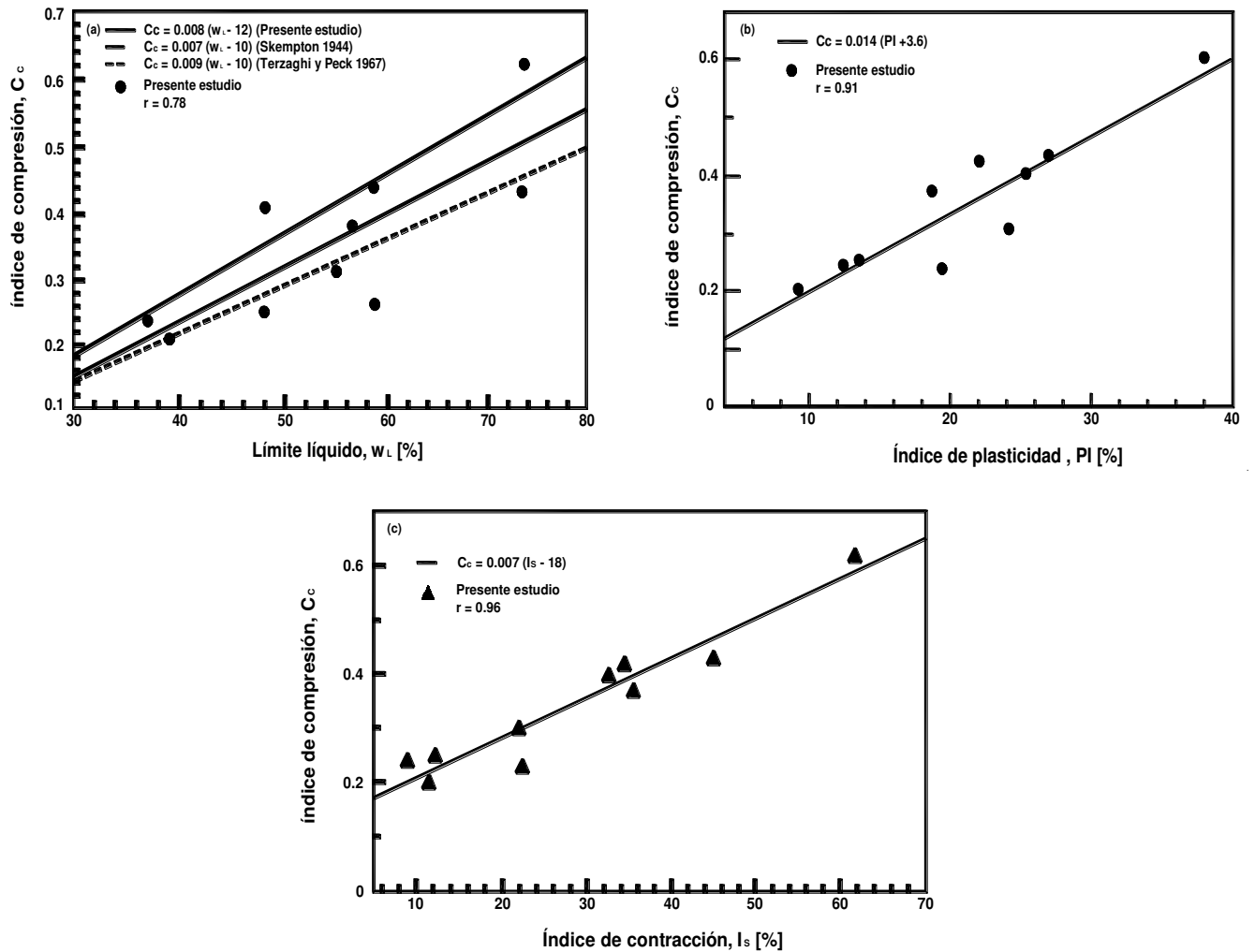


Figura 2.12
 Relación entre el índice de compresión y las siguientes propiedades índice:
 a) límite líquido, b) índice de plasticidad, y c) índice de contracción (Sridharan, 2000).

Los resultados indican que en ausencia del índice de contracción, el índice de plasticidad puede utilizarse para predecir las características de compresibilidad con un coeficiente de correlación mejor que el límite líquido. En un estudio empírico, **Carrier (1985)** indicó que el índice de compresión está directamente relacionado con el índice de plasticidad. Mientras que **Wroth y Wood (1978)**, usaron el concepto de estado crítico, derivado de la relación empírica entre C_c y las propiedades índice se tiene que:

$$C_c = 1.35PI - 2.20$$

Nagaraj y Srinivasa Murthy (1985) identificaron que el contenido de agua y el límite líquido son parámetros relevantes para el análisis de las arcillas, en los aspectos ingenieriles. De acuerdo con este marco, cuando el suelo no ha sido sometido a una historia de esfuerzos y carece de cualquier tipo de cementación, el contenido de agua es un estado límite.

Los autores **Nash y Sills (1992)** examinaron el comportamiento de las arcillas de Bothkennar, en pruebas de alta calidad intacta y especímenes reconstituidos, en muestras de 75 mm de diámetro, utilizadas en ensayos de carga incremental (IL) en la Universidad de Bristol. En dichos ensayos se constató que el grado de saturación de cada probeta oscilaba entre 96 y 100% al finalizar cada prueba. En la **tabla 2.5** se puede observar cómo el coeficiente de compresión obtenido de las diversas pruebas realizadas por Nash, aumentó conforme lo hacía el índice de plasticidad. El estudio en Bothkennar mostró muchas características de las arcillas normalmente consolidadas que son importantes en el control de su comportamiento con el tiempo, como la velocidad de deformación.

J. D. Brown (1975), realizó una extensa investigación sobre las propiedades geotécnicas de los suelos oceánicos del estrecho de Cando en Nueva Escocia. El objetivo esencial del trabajo de campo fue obtener muestras inalteradas de los sedimentos de 9 sitios en particular, analizando y comparando los resultados obtenidos de pruebas realizadas *in situ* con las del laboratorio. La exploración en campo fue realizada a profundidades de aproximadamente 10 y 30 m, a través de los métodos convencionales de exploración de suelos, utilizando un dispositivo muestreador compuesto de un tubo de cloruro de polivinilo de 240 cm de largo, 10.5 cm de diámetro interior y 11.4 cm de diámetro exterior, equivalente al tubo Shelby. De un total de 34 intentos, 17 muestras fueron recuperadas y ocho núcleos se destinaron a pruebas de laboratorio. A pesar de la gran presencia de finos en los suelos extraídos, se ensayaron nueve probetas de arcilla con inclusiones de grano fino en pruebas de consolidación unidimensional. Los valores obtenidos del C_c variaron entre 0.27 y 0.63, los cuales se obtuvieron a través de la ecuación de **Terzaghi y Peck (1967)**:

Tabla 2.5. Resumen de resultados.

Fuente: Nash, Sills y Davison (1992) - Modificada.

Profundidad [m]	σ'_{v0} [kPa]	Prueba	w_L [%]	w_P [%]	PI [%]	w_n [%]	e_0	σ'_y [kPa]	C_c	$C_c / (1+e_0)$
1.20	18	1A-1	50	23	26	38	1.02	84	0.07	0.03
1.20	18	1A-2	50	23	26	49	1.13	84	0.10	0.05
2.30	25	3B-1	59	26	33	-	1.24	62	0.25	0.11
2.30	25	3B-2	59	26	33	49	1.47	65	0.20	0.08
2.80	28	4B-1(E)	77	33	44	65	1.64	47	1.09	0.41
2.80	28	4B-2	77	33	44	54	1.52	46	0.74	0.29
5.20	43	9A-(CE)	85	37	47	67	1.92	81	0.96	0.33
5.20	43	9A-2	85	37	47	69	1.90	83	1.24	0.43
5.20	43	9A-3	85	37	47	49	2.10	68	1.08	0.35
5.20	43	9A-4	85	37	47	83	1.98	77	1.12	0.38
5.20	43	9A-5R	85	37	47	83	2.21	-	0.55	0.55
6.50	51	11B-1	85	41	44	62	1.96	76	1.23	0.41
6.50	51	11B-2	85	41	44	70	1.88	83	1.21	0.42
6.50	51	11B-3	85	41	44	74	1.98	70	0.85	0.29
6.50	51	11B-4	85	41	44	47	1.95	72	0.99	0.34
6.50	51	11B-5R	85	41	44	84	2.30	-	0.56	0.56
9.10	66	16B-1	71	26	46	65	1.56	99	1.02	0.40
9.10	66	16B-2	71	26	46	69	1.75	99	1.16	0.42
9.10	66	16B-3	71	26	46	59	1.76	103	1.15	0.42
9.10	66	16B-4	71	26	46	65	1.62	105	1.12	0.43
9.10	66	16B-5(R)	71	26	46	83	2.30	-	0.51	0.51
12.70	88	23B-1	68	24	45	60	1.70	117	1.07	0.40
12.70	88	23B-2	68	24	45	35	1.52	117	1.03	0.41
12.70	88	23B-3R	68	24	45	65	1.81	-	0.48	0.48
12.70	88	23B-4	68	24	45	55	1.74	141	1.22	0.45
12.70	88	23B-5	68	24	45	62	1.36	173	0.89	0.38
12.70	88	23B-6R	68	24	45	65	1.88	-	0.46	0.46
13.70	88	25A-1(E)	77	31	46	60	1.77	125	-	-
13.70	94	25A-2	77	31	46	59	1.67	159	1.25	0.47
13.70	94	25A-3	77	31	46	59	1.68	159	1.23	0.46
13.70	94	25A-4	77	31	46	64	1.84	155	-	-
13.70	94	25A-5 (R)	77	31	46	85	2.29	-	0.55	0.55
13.70	94	25A-6	77	31	46	54	1.67	105	0.79	0.30
13.70	94	25A-7	77	31	46	65	1.72	141	1.12	0.41
13.70	94	24A-8(R)	77	31	46	83	2.19	-	0.51	0.51
15.50	107	28B-1	65	29	36	49	1.45	143	0.78	0.32
15.50	107	28B-2	65	29	36	50	1.59	156	0.99	0.38
15.50	107	28B-3	65	29	36	43	1.51	168	0.90	0.36
15.50	107	28B-4	65	29	36	54	1.64	165	0.82	0.35
17.60	122	32B-1	59	29	30	54	1.44	169	0.75	0.31
17.60	122	32B-2	59	29	30	48	1.20	179	0.71	0.32

F.M. Abdrabbo (1990) presentó una evaluación estadística de las características de compresibilidad en arcillas Egipcias con propiedades índice como el contenido de agua natural y la relación de vacíos *in-situ*. Estas correlaciones son útiles para la determinación de propiedades mecánicas de las arcillas a partir de pruebas índice simples, solamente con muestras de suelo inalteradas.

Abdrabbo realizó pruebas en muestras de 75 mm de diámetro y 19 mm de altura, con odómetros de anillo fijo, con arcillas completamente saturadas e inalteradas, extraídas en tubos Shelby de pared delgada, a las cuales se les determinó su límite líquido con la copa de Casagrande. Los resultados de las pruebas de consolidación se obtuvieron de una gran variedad de suelos normalmente consolidados, esta información se expone en la **figura 2.14**, en la que se observa que el índice de compresión C_c de las pruebas varía entre 0.1 y 1.1, pero el 90% de estos valores se encuentran entre 0.1 y 0.5. El análisis de regresión lineal indica que el índice de compresión C_c de las arcillas se puede correlacionar con el límite líquido w_L , de la siguiente forma:

$$C_c = 0.0063(w_L - 10) \quad 10\% < w_L < 110\% \quad 2.21$$

En la **figura 2.13-a** se observa una comparación entre las propiedades de la consolidación de las arcillas Egipcias y las procedentes de otros países. También se exponen las correlaciones entre índice de compresión C_c con el límite líquido propuesto por Terzaghi y Peck en 1967, y el índice de compresión para las arcillas brasileñas establecido por Bowles en 1979 (**citado en Abdrabbo, 1990**). Es evidente que la correlación de Terzaghi y Peck para arcillas inalteradas, generalmente sobrestima el índice de las arcillas Egipcias en un 50%, y que a pesar de ello es ampliamente utilizada.

La correlación de Terzaghi y Peck sobrestima el índice de compresión de la arcilla Brasileña en un 200%; sin embargo, la correlación propuesta para el índice de compresión de las arcillas Egipcias sobrestima el índice de compresión de las arcillas de Brasil en un 30%. Por otro lado, en la **figura 2.13-b** se ilustra la variación del índice de compresión C_c con respecto al contenido de agua natural, lo cual se obtuvo con la siguiente expresión (**Abdrabbo, 1990**):

$$C_c = 0.0066w_n \quad 20\% < w_n < 140\% \quad 2.22$$

En la **figura 2.13-c** se indican los valores obtenidos a partir de la expresión $\frac{C_c}{1} + e_0$ para arcillas Egipcias que varían entre 0.05 y 0.4, con un 80 % de los valores entre 0.05 y 0.2, en la figura también se observa que el contenido de agua incrementa con respecto al valor obtenido de $\frac{C_c}{1} + e_0$.

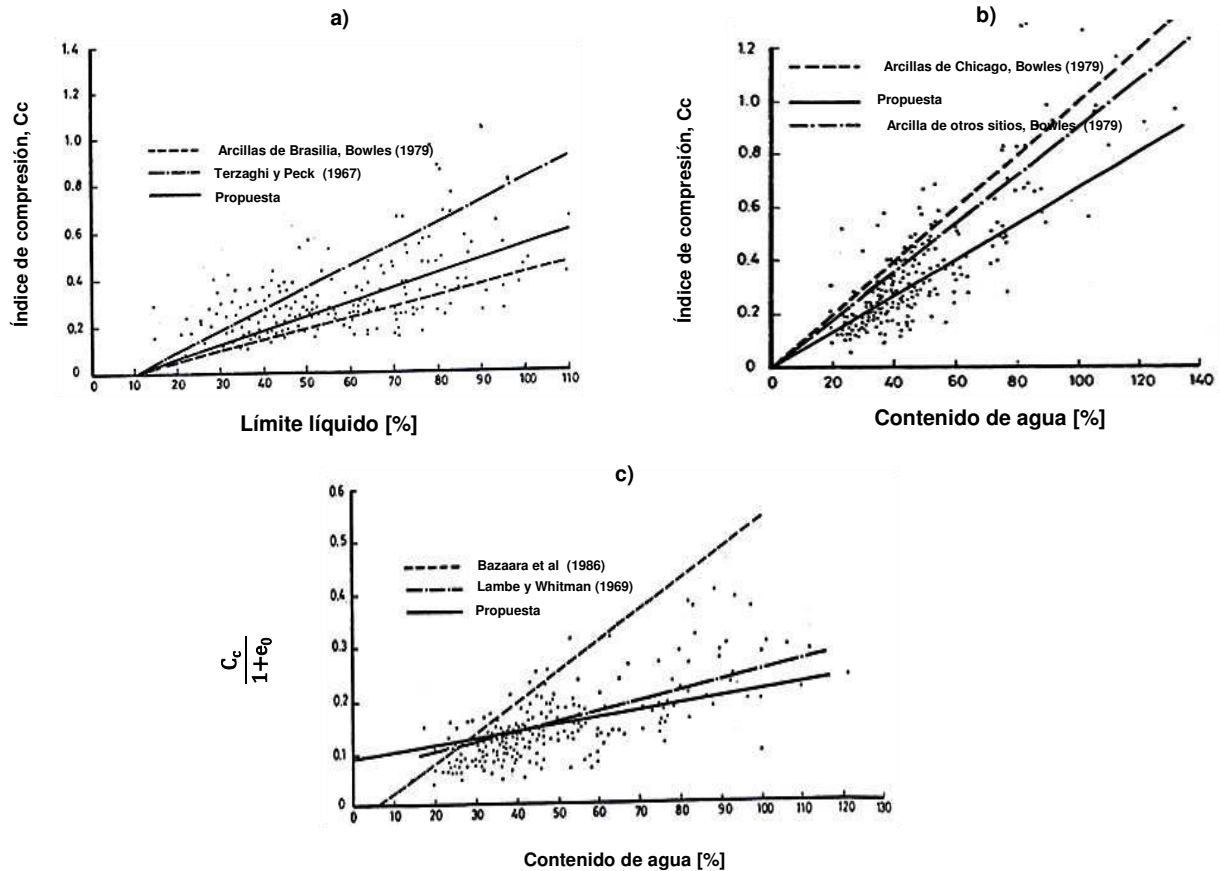


Figura 2.13
 a) Índice de compresión vs. límite líquido, b) Índice de compresión vs. contenido de agua,
 b) c) $C_c/1 + e_0$ vs. contenido de agua (Abdrabbo, 1990).

Los resultados de la **figura 2.13** concuerdan satisfactoriamente con los publicados por Lambe y Whitman en 1969, pero no con los resultados de **Bazaraa (1986)**, lo cual puede atribuirse a la serie limitada de datos que obtuvo el autor. Para realizar esta gráfica se utilizó la siguiente correlación:

$$\frac{C_c}{1+e_0} = 0.095 + 0.00114w_n \quad 20\% < w_n < 120\% \quad 2.23$$

En la investigación también se estableció que al incrementar la relación de vacíos en arcillas inalteradas, el coeficiente de compresión también lo hace. No obstante, el índice de compresión incrementa linealmente con el aumento de la relación de vacíos, hasta que este último es igual a 2. De esta manera, el índice de compresión para arcillas con una relación de vacíos ≥ 0.6 pero ≤ 2 , se obtiene con la ecuación:

$$C_c = 0.42(e_0 - 0.50) \quad 0.60 < e_0 < 2 \quad 2.24$$

En los estratos de arcilla aluvial de la bahía de Osaka se ha encontrado que la consolidación primaria se considera finalizada en pocos años, mientras que los asentamientos debidos a la compresión secundaria incrementan con el tiempo, y se estima que se desarrolla en 5 ó 10 años (**Koichi, 1991**).

En 1966, Murayama informó (**citado en Koichi, 1991**) la existencia de una relación entre el límite líquido y el índice de compresión para arcillas aluviales en la bahía de Osaka, dada por la ecuación:

$$C_c = 0.01(w_L - 12) \quad 2.25$$

Esta expresión también fue utilizada en las arcillas diluviales de la bahía de Osaka, con lo que se obtuvieron valores de C_c a partir de sus respectivos límites líquidos.

Las características de compresión, los esfuerzos de preconsolidación y las propiedades índice de las arcillas al sur de Saskatchewan, fueron objetivo de estudio de **E. Karl (1993)**, para evaluar las implicaciones ingenieriles de la preconsolidación por las cargas y variaciones litológicas de los depósitos, debido a las glaciaciones repetidas. Se seleccionaron previamente 10 sitios, en los cuales se extrajeron ejemplares para realizar pruebas odométricas en laboratorio. Las características físicas de los suelos se determinaron a través de una examinación visual de muestras tomadas de los núcleos, cuyas propiedades se exponen en la **tabla 2.6**. Los resultados de los coeficientes de consolidación (C_v) obtenidos variaron entre 0.42 y 2.31 m²/año. Los valores de C_v disminuyeron en suelos altamente plásticos. Los especímenes que fueron preparados para probar en el odómetro contaron con las siguientes dimensiones: 50 mm de diámetro y 30 mm de altura.

Durante 1999, **Lee (1999)** desarrolló diversas investigaciones en los depósitos marinos de Hong Kong, para determinar el coeficiente de consolidación de los depósitos marinos. El contenido de agua natural de los sedimentos ensayados varió entre 66 y 94%, y el índice de plasticidad entre 27 y 47%. El límite líquido aproximadamente en un 60%, y el límite plástico en un 20%. La relación de vacíos fue mayor que 2, excepto por muestras de arena que tuvieron valores en un intervalo de 0.72-0.74. Para realizar las pruebas se utilizaron más de 60 odómetros convencionales de 50 mm de diámetro. Los valores de C_v obtenidos variaron entre 0.4 y 39.5 m²/año, con un valor promedio de 2.4 m²/año. El promedio de los valores de C_v para ejemplares homogéneos es consistentemente pequeño, comparado con los ejemplares no homogéneos en cada profundidad. Una observación similar puede hacerse sobre el índice de compresión (C_c) y el índice de recompresión (C_r), aunque la variación de C_c y C_r es mucho más pequeña que la de C_v .

Tabla 2.6. Propiedades índice.
Fuente: Karl (1993) – Modificada

Formación	Sitio	w _n [%]	w _p [%]	w _L [%]	PI [%]	Cc		Cs	No. de muestras
						1	2		
Battleford									
	Unidad Superior de Arcilla								
	Goodale Farm	20.10	13.90	37.20	23.30	0.18	0.22	0.06	10
	Sutherland overpass	17.50	12.10	21.80	9.70	0.12	0.12	0.03	3
Unidad Inferior	Delisle	14.30	13.40	28.80	15.40	0.12		0.03	6
	Goodale Farm	14.40	11.60	28.30	16.70	0.12	0.13	0.03	4
	Garson River	12.40	11.80	22.60	10.80	0.14	0.16	0.05	5
	Sutherland overpass	10.80	11.70	26.20	14.50	0.12	0.15	0.03	2
Floral	Alameda	16.30	15.60	35.50	19.90	0.19	0.23	0.07	12
	Wellschvalley	13.20	12.30	35.20	22.90	0.19	0.22	0.05	4
	Delisle	16.20	15.90	39.80	23.90	0.20	0.22	0.09	10
	Goodale Farm	11.00	12.50	28.00	15.50	0.13	0.17	0.05	7
	Saskatoon	12.10	11.80	29.40	17.60	0.15	0.17	0.04	9
	Beatty	9.70	12.60	25.90	13.30	0.16	0.21	0.04	5
Warman	Saskatoon	18.40	15.60	43.80	28.20	0.26	0.29	0.09	7
	Warman	22.90	17.10	51.90	34.80	0.26	0.28	0.09	7
Dundurn	Beatty	15.30	16.00	39.50	23.50	0.20	0.27	0.08	7
	Sutherland overpass	14.70	15.70	41.30	25.60	0.20	0.25	0.07	7
Mennon	Sutherland overpass	14.10	13.40	35.10	21.70	0.21	0.26	0.08	7

Las propiedades y los parámetros de comportamiento de los depósitos de arcilla marina de Hong Kong son requeridos para el diseño de cimentaciones que se desplantarán sobre ellos, ya que por su baja resistencia y la alta compresibilidad pueden causar un asentamiento excesivo. Por lo que **Yin (1999)** ensayó probetas de suelo con un diámetro de 75 mm, a partir de las cuales determinó el índice de compresión, el índice de recompresión, el coeficiente de consolidación secundaria, y el coeficiente de consolidación. La correlación de estos parámetros con el índice de plasticidad se expone en la **figura 2.14**.

Las correlaciones que se establecieron con las muestras de suelo se presentan a continuación:

$$C_c = 0.0138PI + 0.00732 \quad 2.26$$

$$C_r = 0.00219PI - 0.0104 \quad 2.27$$

$$C_\alpha = 0.0003691PI - 0.00055 \quad 2.28$$

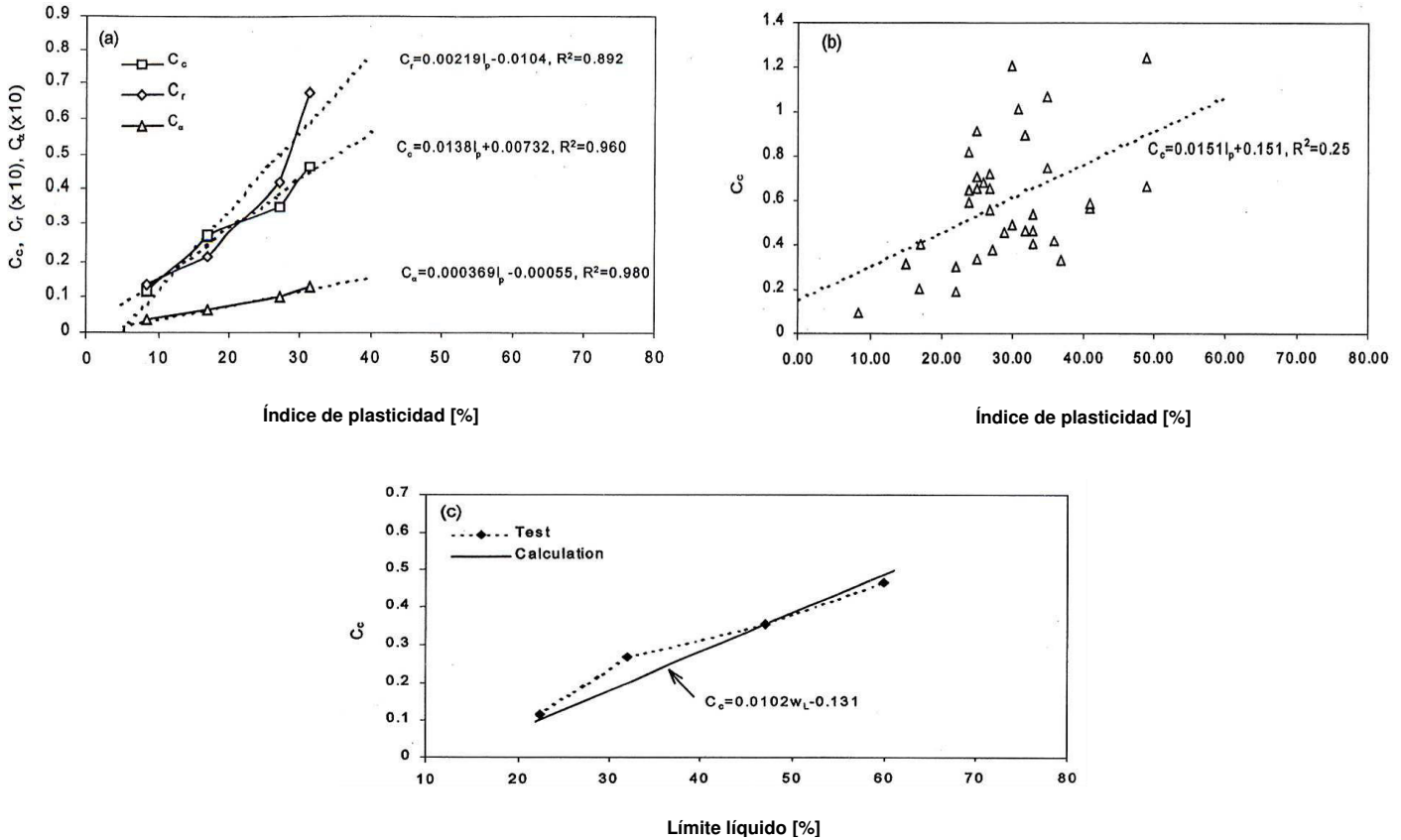


Figura 2.14

- a) Datos medidos y líneas ajustadas del índice de plasticidad vs. C_c , C_r y C_a del sitio 1, b) Valores medidos y línea ajustada del índice de plasticidad vs. C_c del sitio 2, c) Comparación de datos medidos y línea calculada del límite líquido vs. C_c del sitio 1 (Yin, 1999).

Algunas investigaciones, tal como lo hizo **Yin (1999)**, han correlacionado el índice de compresión (C_c) con el límite líquido w_L , como el estudio realizado por Djoenaidi en 1985 (citado en Yin, 1999), el cual estableció lo siguiente:

$$C_c = 0.0102w_L - 0.131 \quad 2.29$$

En la **figura 2.14-c** se expuso la comparación entre los datos medidos y los valores calculados, utilizando la ecuación 2.29. El cálculo de los valores corresponde aproximadamente a los medidos, observando que el índice de compresión, el índice de recompresión y el coeficiente de consolidación secundaria incrementan cuando el límite líquido también lo hace.

Lim Yoon (2004) realizó un análisis de regresión múltiple para arcillas marinas con información de más de 1200 pruebas de consolidación, cuyos resultados permitieron establecer una ecuación para predecir el índice de compresión. La correlación de los

coeficientes entre las propiedades de las arcillas marinas puede calcularse con las ecuaciones que se exponen en la **tabla 2.7**.

Tabla 2.7. Ecuaciones empíricas con la participación de un solo parámetro para la obtención del índice de compresión.

Fuente: Yoon (2004) - Modificada.

Ecuación	Referencia	Aplicabilidad
Para $C_c=f(w_L)$ $C_c=0.013(w_L-13.50)$ $C_c=0.017(w_L-20)$ $C_c=(w_L-13.00)/109$	Yamagutshi, 1959 Shouka, 1964 Mayne, 1980	Todas las arcillas Todas las arcillas Todas las arcillas
Para $C_c=f(w_n)$ $C_c=0.01(w_n-5)$ $C_c=0.01(w_n)$	Azzouz et al., 1976 Koppula, 1981	Todas las arcillas Todas las arcillas
Para $C_c=f(e_0)$ $C_c=0.54(e_0-0.35)$ $C_c=0.43(e_0-0.25)$ $C_c=0.75(e_0-0.50)$	Nishida, 1956 Cozzolio, 1961 Sowers, 1970	Todas las arcillas Arcillas Brasileñas Arcillas con baja plasticidad
Para $C_c=f(PI)$ $C_c=0.02+0.014PI$ $C_c=0.046+0.0104PI$	Nacci et al., 1975 Nakase et al., 1988	Arcilla del Atlántico Norte Para suelos con $PI < 50\%$

Nota: PI , w_L y w_n son en porcentaje.

La disponibilidad de tantas ecuaciones para determinar los parámetros de compresibilidad en los suelos, sugiere que no es completamente satisfactorio generalizar y correlacionar la compresibilidad con las propiedades índice u otras. Sin embargo, estas permiten realizar estimaciones rápidas para cuestiones prácticas. Por lo que las correlaciones establecidas en este trabajo, permitirán obtener valores estimativos del índice de compresión de forma rápida, destacando que podrán utilizarse en los cálculos, valores mayores de las propiedades índice, comparados con los que comúnmente son utilizados en la mayoría de las ecuaciones determinadas en la literatura. Esto se debe a que las correlaciones que se expondrán más adelante fueron definidas con valores típicos de los suelos del valle de México, cuyas propiedades son peculiares con respecto a otros suelos a nivel mundial. Los valores con los cuales se definieron las nuevas correlaciones son los siguientes: límite líquido de 60.40 a 468 %, índice de plasticidad de 17.83 a 344.68 %, contenido de agua de 36.36 a 489 %, y la relación de vacíos de 0.99 a 14.10.

CAPÍTULO 3

**INSTRUMENTACIÓN Y AUTOMATIZACIÓN DEL
EQUIPO**

CAPÍTULO 3

INSTRUMENTACIÓN Y AUTOMATIZACIÓN DEL EQUIPO

3.1. GENERALIDADES DE LA CELDA ROWE.

La celda Rowe es un instrumento que permite analizar las propiedades y el comportamiento de los suelos compresibles. Este dispositivo es utilizado para consolidar una muestra de suelo saturada de 75 mm de diámetro, la cual se monta en un anillo de aluminio que constituye el cuerpo de la celda, recubierto en su interior con plástico para minimizar la fricción.

La probeta de suelo se somete a un esfuerzo axial que inicialmente es aire presurizado, y posteriormente se convierte en agua presurizada debido a una interfase aire-agua. El agua actúa sobre un diafragma de poliuretano ubicado en la cubierta de la celda, el cual transmite de forma uniforme la carga a la muestra. La aplicación de presión axial y contrapresión dan lugar a una deformación en la probeta de suelo que se registra a través de un transductor de desplazamiento.

La deformación desarrollada durante el ensaye es únicamente vertical, ya que el diámetro de la pastilla no cambia debido al confinamiento que brinda el anillo de aluminio, por lo que éste es constante durante la prueba.

A continuación se expondrán los conceptos de las cuatro variables indispensables para el desempeño y obtención de resultados durante la ejecución de una prueba de consolidación en la celda Rowe, mencionados en el párrafo anterior.

1. **Presión axial.** Es la presión que se ejerce sobre el suelo, como efecto de colocar algún esfuerzo axial. Esta presión se aplica en el sistema como aire comprimido, el cual se transforma en presión hidráulica a través de una interfase aire-agua. La presión hidráulica se reparte uniformemente a la probeta de suelo con un diafragma que impide el contacto directamente con el fluido.

2. **Contrapresión.** Es la presión sobre el agua contenida dentro de la muestra y las partículas sólidas de ella, la cual se ejerce con la finalidad de recrear la presión sobre el suelo, y el agua en campo.
3. **Presión de poro.** Es aquella que ejerce el agua contenida entre las partículas constitutivas del suelo (poros), por efecto de las condiciones de esfuerzo a la que se encuentra sometido éste.
4. **Desplazamiento.** Es el valor que registra un transductor electrónico LVDT, localizado en la parte central de la cubierta de la celda Rowe.

La presión axial y la contrapresión permiten recrear las condiciones que el suelo tendría en campo; mientras que la presión de poro y el desplazamiento, exponen los efectos causados por las condiciones de esfuerzo efectivo impuestas. Durante un ensaye de consolidación estas cuatro variables son registradas a través de transductores electrónicos conectados a una tarjeta de adquisición de datos, que convierte una señal analógica a una señal digital.

El diseño e implementación de un dispositivo como la celda Rowe dejó a un lado las largas y tediosas estancias en laboratorio, reduciendo de esta forma los errores humanos que se agregaban a la medición del desplazamiento y el tiempo en el consolidómetro de palanca.

3.1.1. Elementos de la celda Rowe.

La celda Rowe está integrada principalmente por 3 piezas de aluminio que son unidas con tornillos:

- 1) **Base.** Su principal función es brindarle soporte al sistema a través de tres patas de aluminio con gomas en la parte inferior de las mismas (**figura 3.1**). En esta sección se conectan las válvulas 11 y 13 (la distribución se muestra en las **figuras 3.5** y **3.6**), mismas que permiten la introducción y expulsión de agua, durante las etapas de saturación y consolidación, respectivamente, lo cual se lleva a cabo en una sección circular sobresaliente en la parte central de la celda, en donde se coloca un recubrimiento de plástico con dos orificios hacia las válvulas mencionadas. Para evitar el transporte de partículas de suelo en el sistema a través de esos conductos, se utilizan filtros. Por otro lado, para prevenir fugas o pérdidas de agua al ensamblar la base y el cuerpo de la celda, se utiliza un o-ring y grasa. En esta parte de la celda Rowe se coloca el transductor que registra el cambio de presión de poro.

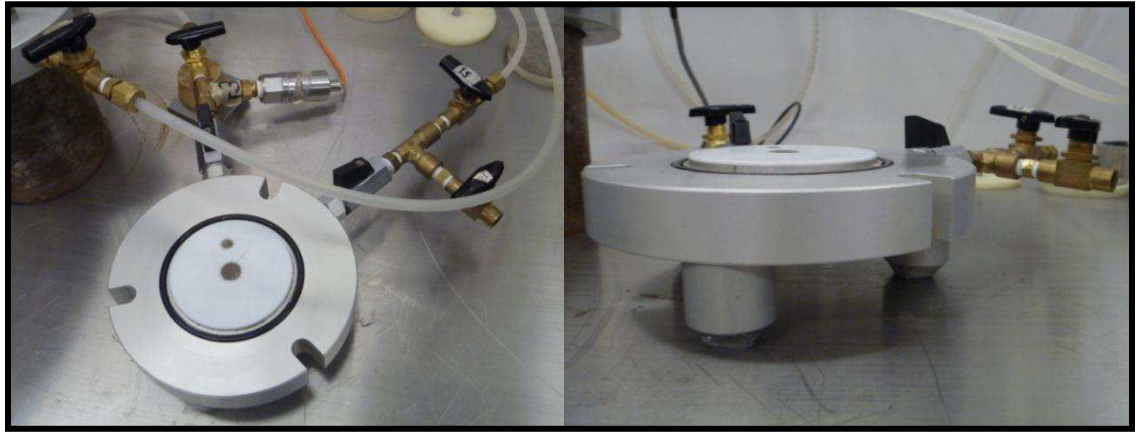


Figura 3.1
Base de celda Rowe

- 2) *Cuerpo*. Esta pieza de aluminio está recubierta en su interior por plástico para reducir la fricción durante el montaje de la probeta de suelo (**figura 3.2**). En la parte superior del cuerpo se ubica la válvula 10, que permite el drenaje de agua en cualquier etapa de la prueba. Dentro de esta sección se confina la probeta de suelo, la cual desarrollará únicamente deformación vertical debido a la rigidez de la pieza.

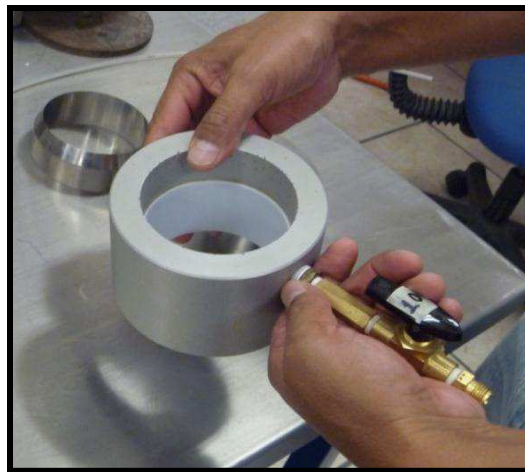


Figura 3.2
Cuerpo de celda Rowe.

- 3) *Cubierta*. Esta parte del dispositivo se emplea para transmitir al suelo presión axial de forma uniforme durante la prueba. Con la apertura de la válvula 7 y 8, se hace circular agua en el interior del diafragma de poliuretano ubicado en la sección inferior de la cubierta (**figura 3.3**). El diafragma se encuentra unido a la tapadera con una varilla y placa metálicas, localizadas en el centro de la misma. La placa metálica se atornilla en la parte inferior de la varilla, junto con

un empaque, para evitar fugas de agua hacia el exterior. En la parte superior de la varilla se coloca un cabezal sobre el cual se apoya el sensor de desplazamiento (LVDT).

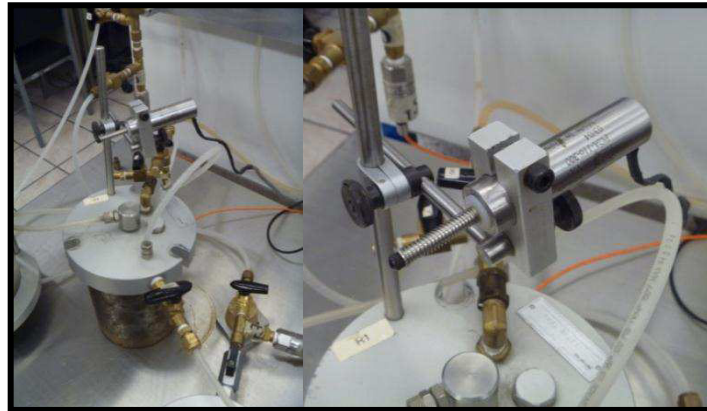


Figura 3.3
Cubierta de celda Rowe.

Otro rasgo de la cubierta es que se puede introducir o drenar agua al abrir la válvula 12, así como expulsar aire atrapado en el sistema con la válvula 9.



Figura 3.4
Celda Rowe.

En la **figura 3.5** se muestran las tres principales partes de la celda Rowe mencionadas, así como sus válvulas. Por otra parte, la **figura 3.6** presenta los componentes y conexiones que son necesarios para el funcionamiento óptimo del equipo, entre los que destacan:

- Regulador 1. Ajusta la presión de aire en la línea de la presión axial, al abrir la válvula 20.

- Regulador 2. Controla la presión en la línea de contrapresión con la apertura y cierre de la válvula 21.
- Bureta. Permite medir el agua que entra o sale de la muestra en las diferentes etapas del ensayo, además funciona como interfase aire-agua en la línea de contrapresión. En la parte inferior de la bureta se ubica el transductor que registra la contrapresión.
- Válvulas 9 y 14. Con su apertura permiten drenar agua para expulsar el aire atrapado en las líneas del sistema.

En la **figura 3.6** también se observa que la válvula 7 comunica la línea de presión axial con la de contrapresión, mientras que la válvula 16 conecta esta última línea con la de presión de poro.

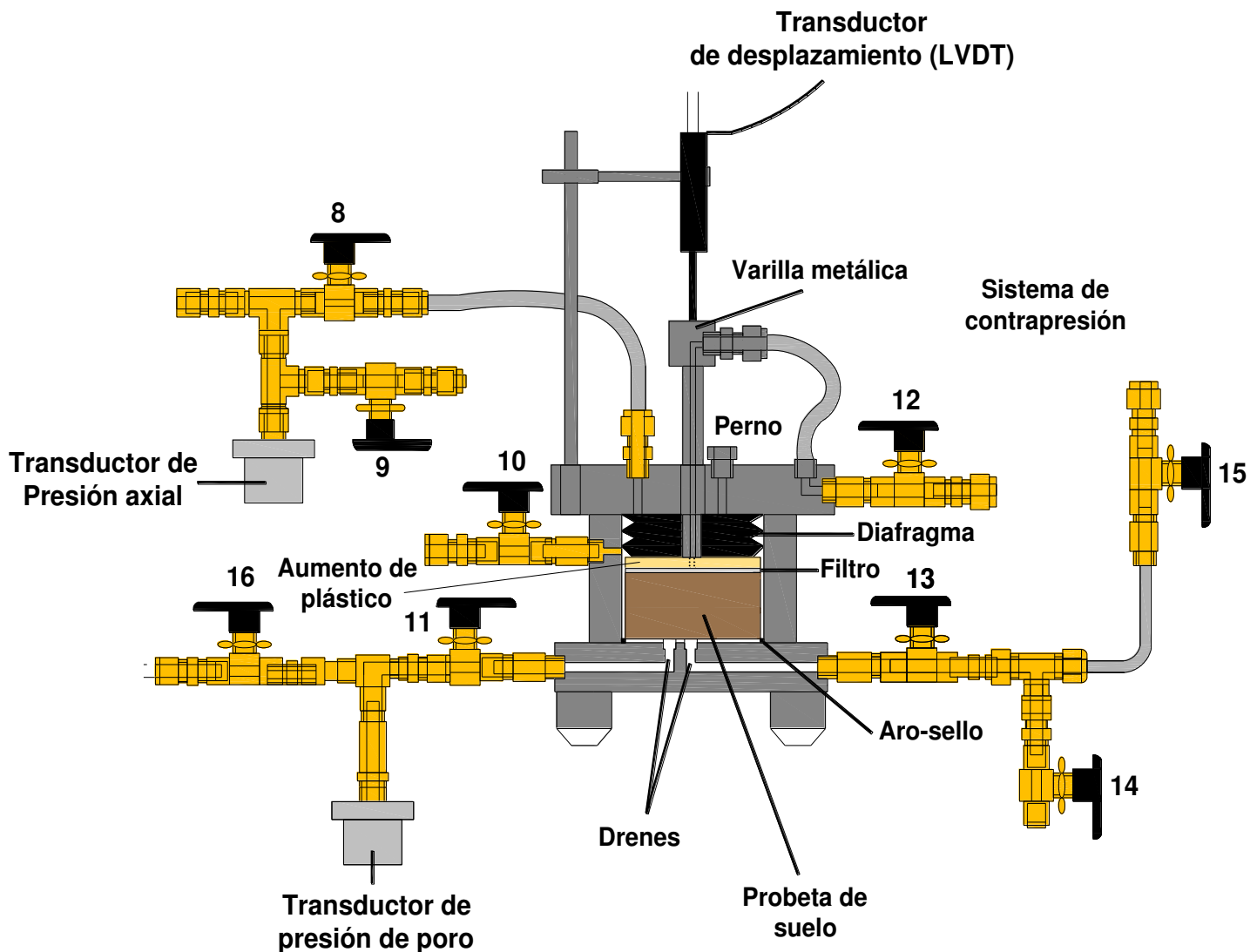


Figura 3.5
Componentes de celda Rowe (sin escala).

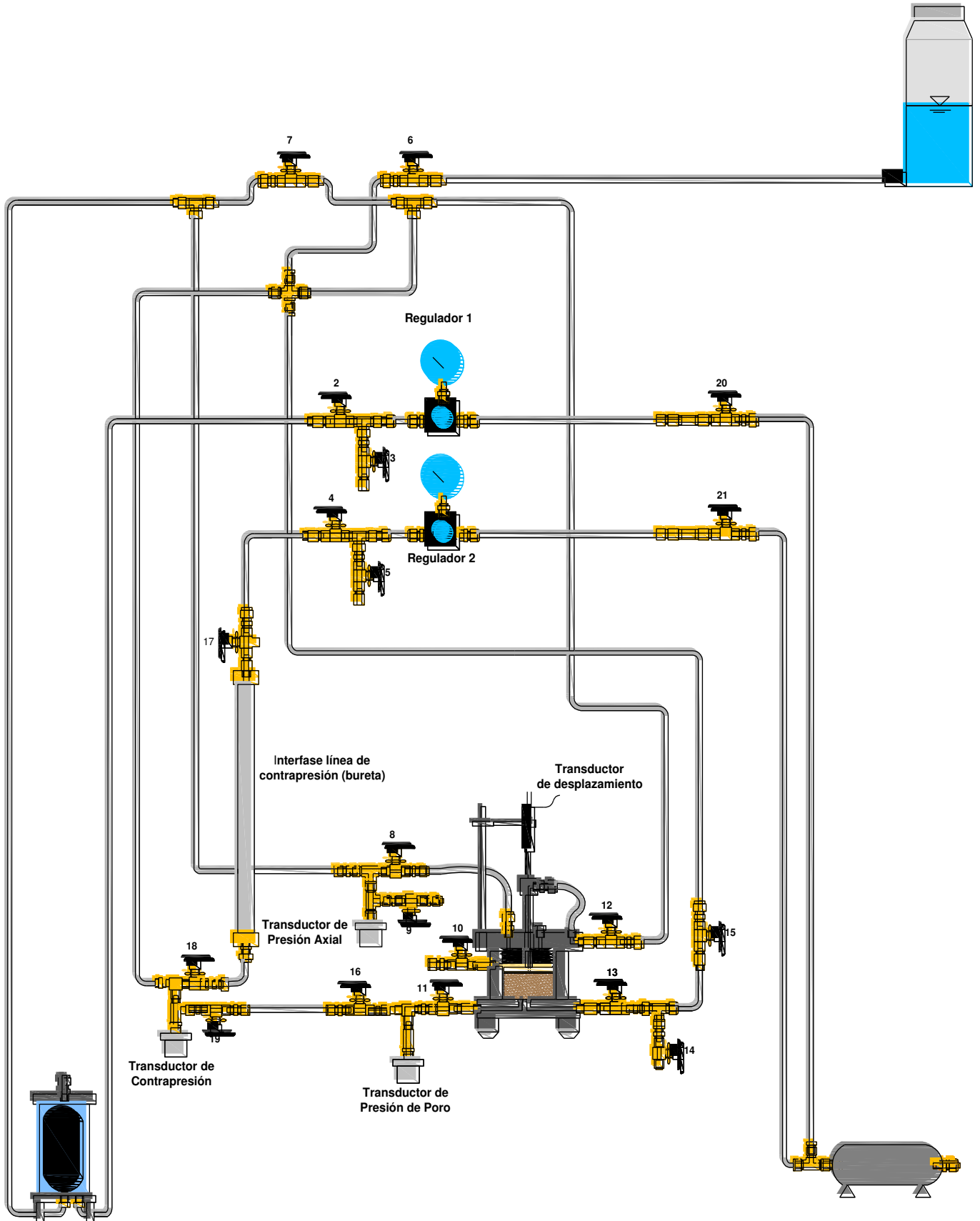


Figura 3.6
Componentes externos y conexiones de la celda Rowe (sin escala).

La celda Rowe con la que cuenta el Instituto de Ingeniería, es de la serie EL 25-0700 y tiene las siguientes dimensiones:

- Diámetro nominal [in] = 3
- Diámetro equivalente de la muestra [mm] = 75.40
- Área transversal de la muestra [mm²] = 4 465
- Altura recomendada para la muestra [mm] = 30
- Volumen de la muestra (basado en la altura recomendada) [cm³]=133.95

En resumen, la celda Rowe está constituida por: 1 depósito de aire comprimido, 2 reguladores de presión (confinante y contrapresión) Norgren VP51, 3 transductores de presión DCR4020, 3 tarjetas acondicionadoras de señal para transductores de presión, 1 transductor de desplazamiento PCA 116-300, 1 tarjeta de acondicionamiento de datos, fuente de alimentación, válvulas, conexiones y tuberías. Además, cuenta con los siguientes accesorios: filtro de 7.50 cm y 1 mm de espesor, el cual se coloca sobre la parte superior de la probeta de suelo, evitando con ello el transporte de partículas de suelo hacia el sistema; o-ring para la base de la celda; diafragma de neopreno e implementos para el labrado y ubicación de la probeta de suelo dentro del cuerpo de la celda, que incluyen dos disco de nylamid, así como dos anillos de acero inoxidable.

3.1.2. Calibración del equipo.

Son cuatro los transductores que deben calibrarse en la celda Rowe, con la finalidad de obtener resultados satisfactorios durante la realización de pruebas de consolidación. Las especificaciones de estos sensores son las siguientes:

- a. Transductor de desplazamiento (LVDT): Modelo PCA 116-300, Marca Schaevitz Sensors, voltaje de excitación 3Vrms (tensión nominal), rango de frecuencias de 50 Hz a 10 kHz, linealidad $\leq 0.5\%$, repetibilidad de 0.0025 mm, rango de temperaturas de operación -55°C hasta 95°C, rango de medición $\pm 0.30''$ (**figura 3.7-a**).
- b. Transductor de presión de alto desempeño: modelo: 4020, marca GE Druck, rango de temperaturas de operación -20.50°C hasta 79.5°C (**figura 3.7-b**).

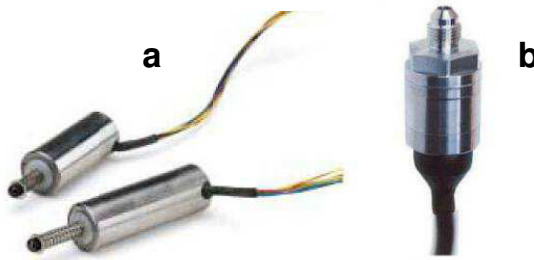


Figura 3.7

a) Transductor de desplazamiento (LVDT), b) transductor de presión.

➤ **Transductor de desplazamiento (LVDT).**

El sensor de desplazamiento es de alta sensibilidad, lo cual provee una relación lineal entre el desplazamiento y el voltaje. La calibración del transductor de desplazamiento se efectuó comparando el voltaje de salida del sensor contra el desplazamiento lineal aplicado, utilizando como elemento patrón un tornillo micrométrico. Se registra la lectura de voltaje del transductor, correspondiente a una posición inicial establecida y determinada con el micrómetro. Luego se efectúan incrementos sucesivos de desplazamiento en el transductor, en intervalos de aproximadamente 1 mm, mientras se realizan las lecturas correspondientes en el transductor (voltaje) y en el micrómetro (desplazamiento). El rango de desplazamiento oscila entre $\pm 0.30''$. La calibración del transductor fue realizada el Martes 21 de Septiembre del 2010, los resultados obtenidos se muestran en la **figura 3.8** y **tabla 3.1** que se exponen a continuación:

Tabla 3.1 Calibración del transductor LVDT.

Sensor [Volts]	Sistema patrón [mm]
-8.183	0.000
-7.031	1.000
-5.810	2.014
-4.546	3.016
-3.256	4.010
-1.792	5.115
-0.488	6.088
0.957	7.158
2.109	8.014
3.574	9.116
4.677	10.005
5.991	10.996
7.223	12.039
8.496	13.133

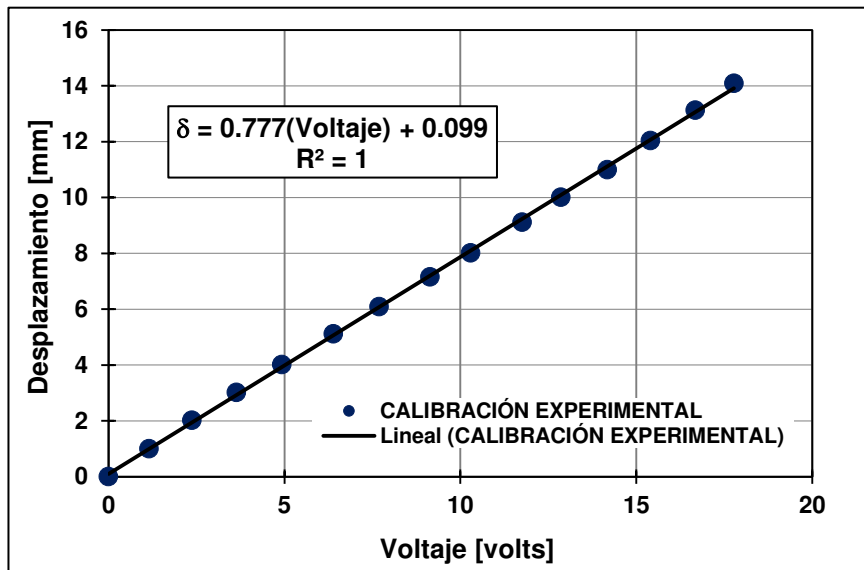


Figura 3.8
Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor LVDT.

➤ **Transductor de presión.**

La calibración del transductor de presión se realizó con el establecimiento de valores conocidos de presión. Se inició el procedimiento de calibración conectando las entradas de los reguladores, tanto de presión axial como de contrapresión, con una línea de medición que llega directamente a una columna de mercurio. El transductor 1 (carga axial) con la válvula 8, el transductor 2 (presión de poro) con la válvula 16 y para el transductor 3 (contrapresión) la válvula 19.

La calibración se hizo tomando como elemento patrón una columna de mercurio. Se presurizaron el sensor y la columna, y se registró la altura del mercurio (que se convierte en presión) y el voltaje de salida. Con cada incremento de presión se trazan los puntos experimentales, y se obtienen la pendiente y ordenada de éstos, que corresponden a las constantes del sensor.

Los datos de la presión real y la presión medida se registraron en el programa de calibración, el cual realiza la regresión lineal de los valores automáticamente, generando un archivo de calibración para cada transductor. Es importante destacar que para el proceso de calibración de los transductores de presión, es necesario introducir en el programa un valor que corresponde a la relación entre las unidades que se van a medir, con respecto a las unidades en que se desea la calibración. En este caso, la relación entre centímetros de mercurio y kg/cm^2 es de 0.01356. Los resultados obtenidos a partir de la calibración de los tres transductores de presión se muestran en la **tabla 3.2** y en las **figuras 3.9 a 3.11**.

Tabla 3.2. Calibración de los transductores de presión axial, contrapresión y presión de poro, respectivamente.

Sensor de presión axial [volts]	Sistema patrón [kg/cm ²]	Sensor de contrapresión [volts]	Sistema patrón [kg/cm ²]	Sensor de presión de poro [volts]	Sistema patrón [kg/cm ²]
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.2453	1.1472	1.1926	1.1119	-1.1573	1.0645
1.5332	1.4211	1.5149	1.4143	-1.5088	1.4116
2.1582	2.0082	2.2375	2.0896	-2.0908	1.9486
2.5634	2.3825	2.6526	2.4761	-2.5663	2.3947
3.1046	2.8910	3.0817	2.8829	-3.1460	2.9425
3.6222	3.3832	3.5803	3.3561	-3.5497	3.3222
4.3896	4.1033	4.2785	4.0097	-4.1797	3.9243

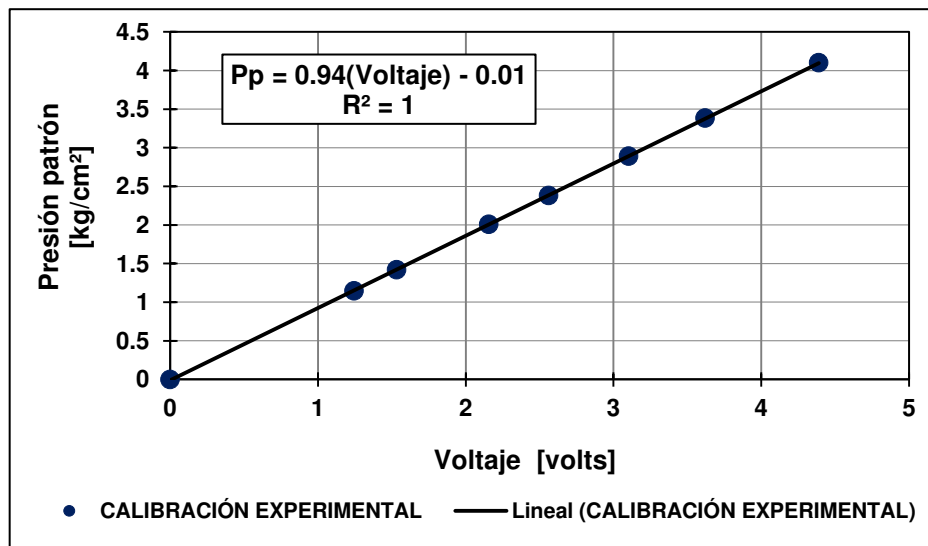


Figura 3.9 Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor de presión axial.

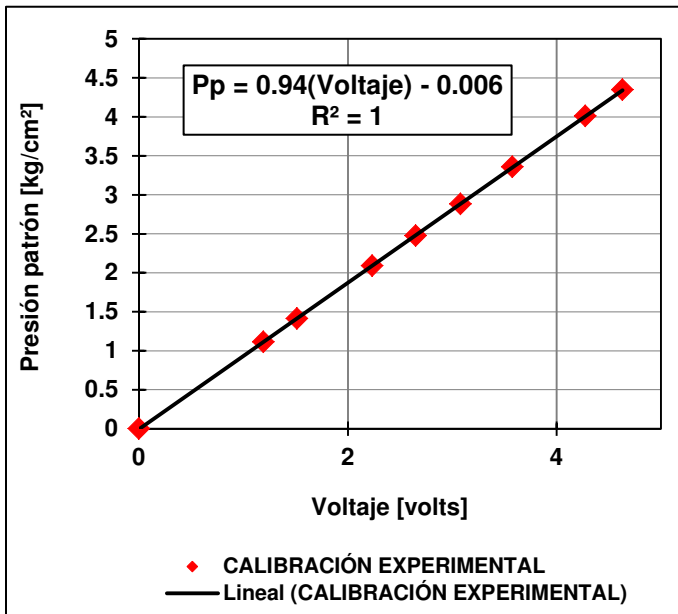


Figura 3.10

Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor de contrapresión.

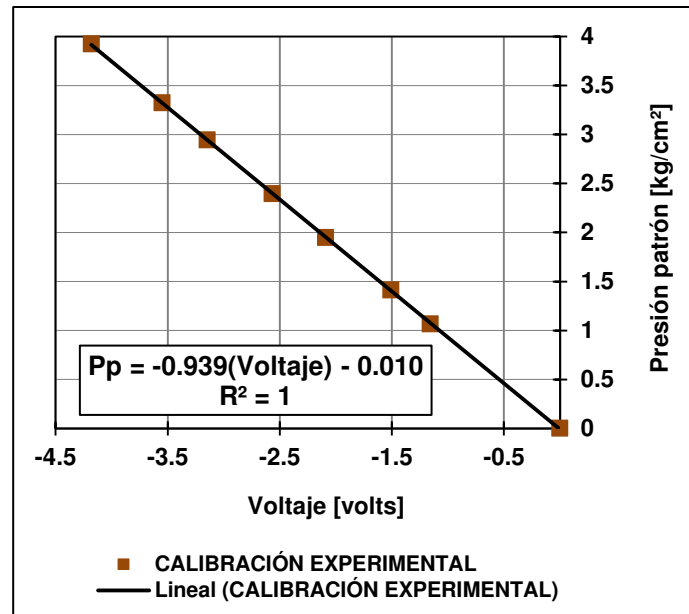


Figura 3.11

Gráfica y ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos de la calibración del transductor de presión de poro.

En las gráficas anteriores se muestra la ecuación que mejor se ajusta a los puntos definidos. El que se haya establecido un coeficiente de correlación lineal igual a uno en los tres sensores, indica que los transductores tienen un comportamiento lineal y su desempeño es confiable, por lo que se obtendrán valores deseables durante los ensayos.

Para corroborar la calibración de los sensores de presión, se realizó una verificación de los mismos. Este proceso consistió en llenar la celda Rowe con agua y conectar los tres sensores a la columna de mercurio, para posteriormente ejercer cierta presión efectiva sobre el agua y leer todos los transductores al mismo tiempo. Con lo cual se obtuvieron lecturas muy similares en los sensores, como puede observarse en la **tabla 3.3** y las **figuras 3.12** y **3.13**.

Tabla 3.3. Comparación entre los valores obtenidos en la columna de mercurio y los datos obtenidos en los transductores de presión, durante la verificación de la calibración de la celda Rowe.

Columna de Hg [cm]	Presión de Hg [kg/cm ²]	Esfuerzo Axial [kg/cm ²]	Contrapresión [kg/cm ²]	Presión de Poro [kg/cm ²]
73.80	1.00073	0.9800	0.9939	1.0000
110.70	1.50109	1.4725	1.4827	1.4936
147.60	2.00146	1.9638	1.9715	1.9839
184.50	2.50182	2.4734	2.4787	2.4947
221.40	3.00218	2.9600	2.9628	2.9822
258.30	3.50255	3.4696	3.4697	3.4909
295.20	4.00291	3.9653	3.9629	3.9851

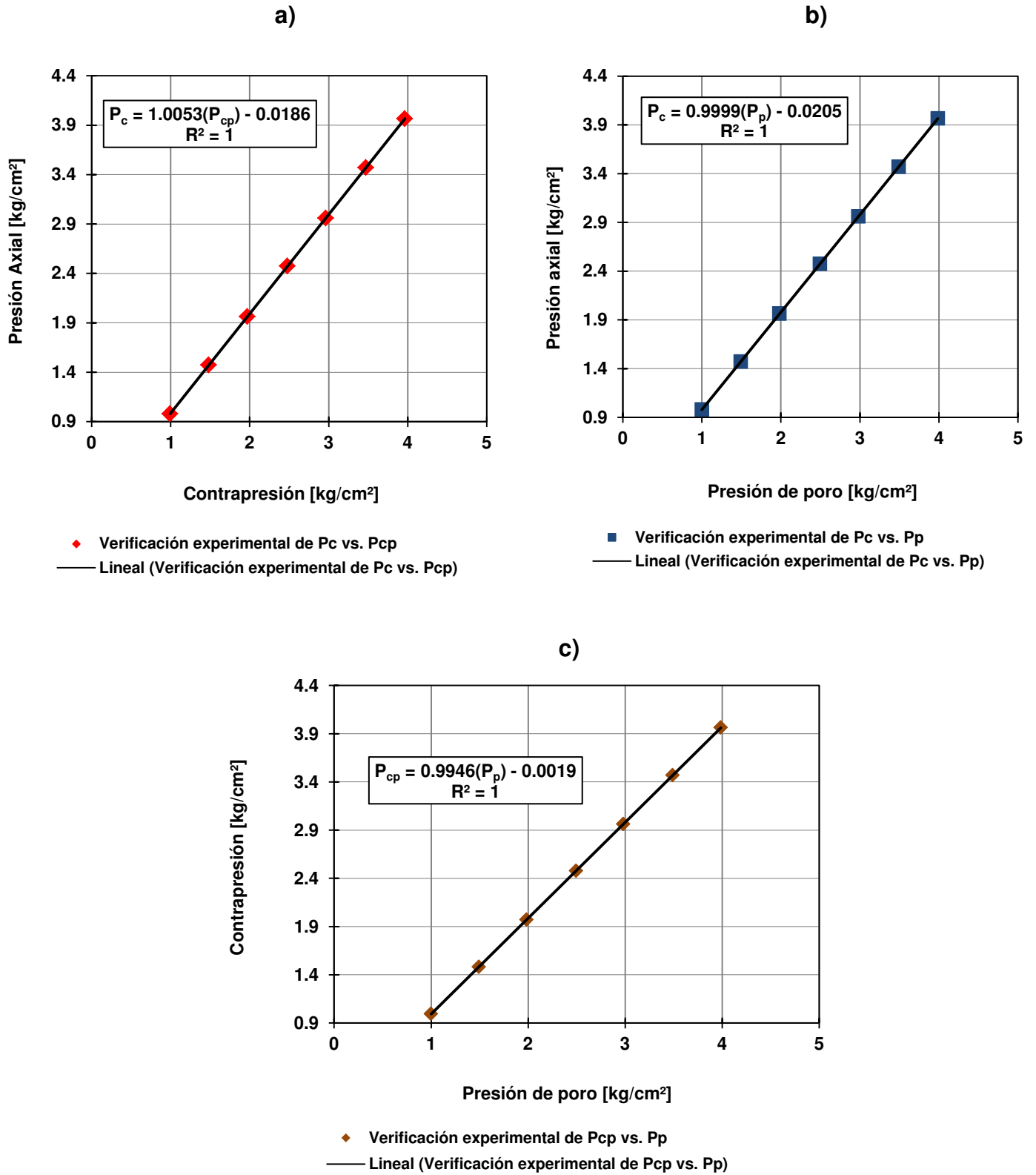


Figura 3.12
Verificación de los transductores de presión: a) presión axial vs. contrapresión, b) presión axial vs. presión de poro, y c) contrapresión vs. presión de poro.

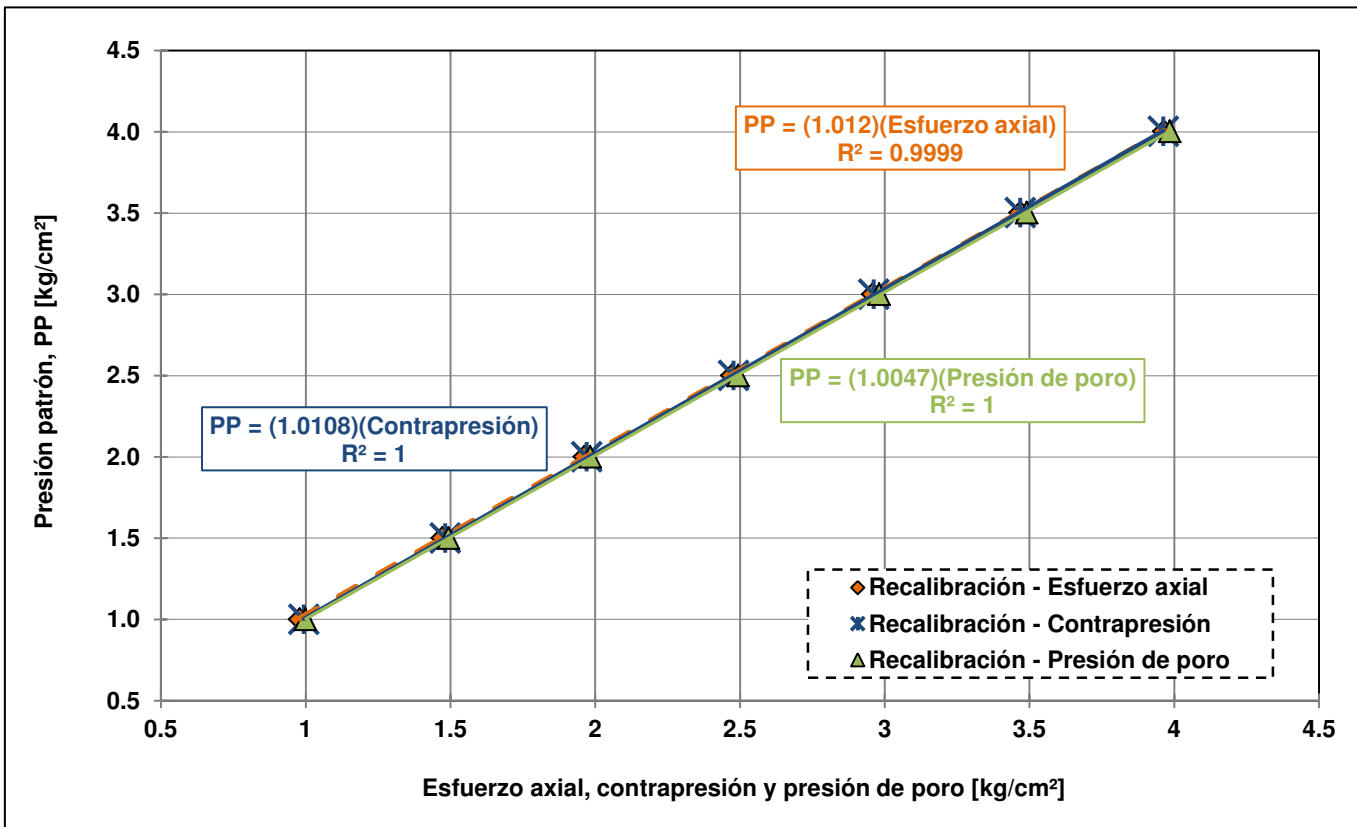


Figura 3.13
Recalibración de transductores de presión a partir de una presión patrón (columna de mercurio).

Al obtenerse valores de presiones muy similares en los procesos de calibración y recalibración, se puede considerar que las mediciones realizadas son válidas. Además los valores calculados son porcentajes menores a 2, rango aceptable en las mediciones. Dichos errores se definieron utilizando la fórmula 3.1, y se muestran en la **tabla 3.4**.

$$\text{Error} = \frac{(\text{Presión Patrón} - \text{Presión del Sensor})}{\text{Rango del sensor}} \times 100 \quad 3.1$$

Tabla 3.4. Errores estimados en los transductores de presión, con respecto a la tabla 3.3.

Esfuerzo axial [%]	Contrapresión [%]	Presión de poro [%]
0.295	0.097	0.010
0.406	0.261	0.106
0.535	0.426	0.249
0.404	0.328	0.101
0.599	0.559	0.284
0.468	0.467	0.166
0.539	0.568	0.253

Los porcentajes promedio obtenidos son 0.464, 0.387 y 0.167, para los sensores de esfuerzo axial, contrapresión y presión de poro, respectivamente. Lo cual demuestra que los errores obtenidos durante la realización de las pruebas son mínimos y aceptables experimentalmente.

3.1.3. Programa de cómputo para la operación de la celda Rowe.

El programa para la celda Rowe existe en el instituto de ingeniería desde hace varios años, y fue desarrollado por el personal del área de instrumentación y electrónica en coordinación con Geotecnia. Este programa fue generado para que se pudiera controlar el sistema, haciendo útil la información adquirida y procesándola, según las necesidades del operador.

Para desarrollar esta aplicación se utilizó un lenguaje de programación llamado LABVIEW, bajo la plataforma de National Instrument. Este lenguaje está diseñado para manejar las funciones de las tarjetas de adquisición de datos fabricadas por esta misma compañía, con facilidad y eficiencia. Además, es capaz de procesar en tiempo real las señales, lo que permite observar los resultados de manera casi instantánea. Este programa está constituido por 3 programas: calibración, datos generales y operación.

➤ **Programa de calibración.**

El objetivo de este módulo es determinar de forma experimental las constantes de calibración de los sensores, y verificar su correcto funcionamiento. Este programa está integrado por las siguientes secciones:

1. *Calibrar transductores.* Ejecuta una ventana en la cual debe elegirse el sensor que se desea calibrar. Además, presenta las constantes de calibración (pendiente y ordenada) registradas en el proceso de calibración de cada sensor.
2. *Cambiar constantes de calibración de transductores.* Cambia los signos de las señales registradas por los transductores o las constantes de calibración, cuando por alguna razón éstas se pierden.
3. *Calibrar reguladores de presión.* Se utiliza para calibrar los reguladores cuando éstos son de tipo digital, para que apliquen la presión que especifique el usuario.
4. *Terminar.* Permite salir del módulo.



Figura 3.14
Ventana principal del programa de calibración de la celda Rowe.



Figura 3.15
Ventanas de calibración del transductor de contrapresión.

➤ **Programa de operación.**

El programa de datos generales tiene como objetivo principal recopilar la información del sondeo y la muestra, así como las características volumétricas y de esfuerzo del suelo. A continuación se exponen las ventanas que son desplegadas al oprimir cada una de las pestañas superiores en el programa, que de forma general tienen las siguientes funciones:

- **Generales.** En esta sección se registran los datos generales de la muestra, comúnmente son los que se encuentran en la cubierta del tubo Shelby (**figura 3.16**).

Figura 3.16
Programa de datos generales:
Ventana de información general de la muestra de suelo.

- *Dimensiones y características del suelo.* En el cuadro de diálogo expuesto se capturan las dimensiones y propiedades índice que se solicitan (**figura 3.17-a**).
- *Diseño de prueba.* En esta sección se eligen los vectores de diseño de la prueba, determinando con ellos el número de incrementos, decrementos y descargas. Así como los puntos en los cuales se registrarán las lecturas de la presión de confinamiento, contrapresión y desplazamiento (**figura 3.17-b**).
- *Carpeta.* Todos los archivos que se generan durante la realización de la prueba, se guardan en la carpeta creada y seleccionada para ello, por lo que se redirecciona en la opción Current Folder para elegirla (**figura 3.17-c**).
- *Archivo.* Los archivos guardados en la opción *carpeta*, llevan como nombre el prefijo establecido en el campo, denominado *nombre del archivo* (**figura 3.17-d**).

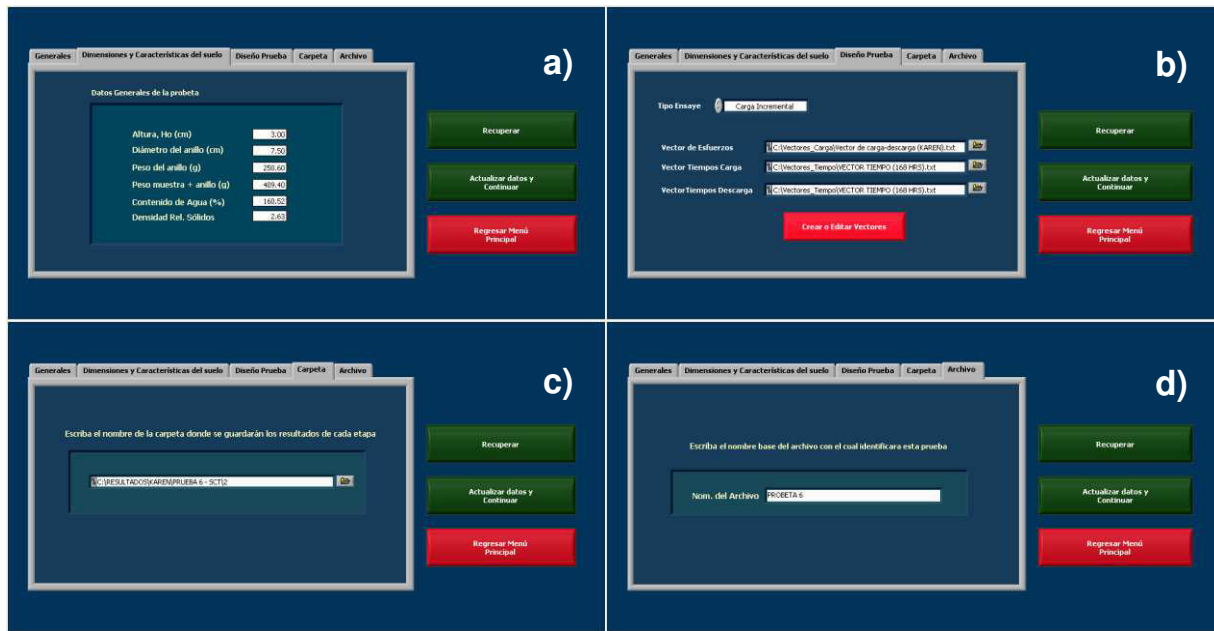


Figura 3.17

Ventanas del programa de datos generales:

- a) dimensiones y características del suelo, b) diseño de prueba, c) carpeta, d) archivo.

En la ventana del programa también se encuentran los comandos *recuperar*, *actualizar datos y continuar*, además de *regresar al menú principal*. El primero, recupera la información que ya había sido guardada, redireccionando la información desde su origen, mientras la segunda opción permite guardar los datos registrados por primera vez. Finalmente, el último comando envía directamente al panel frontal del programa principal.

➤ **Programa principal.**

El programa para la celda Rowe tuvo como base el programa diseñado para las cámaras triaxiales del instituto de ingeniería (Flores *et al.*, 2002). A este programa se le realizaron modificaciones, y se desarrollaron otras completamente nuevas para la operación de la celda Rowe. En las siguientes páginas se explicará el funcionamiento del programa principal (figura 3.18).



Figura 3.18

Panel frontal del programa principal para la operación de la celda Rowe.

○ **Saturación.**

Esta sección del programa se utiliza para registrar los resultados en la etapa de saturación de la muestra de suelo. Este proceso puede hacerse en varios incrementos, aplicando presión axial y contrapresión simultáneamente, para ayudar a la introducción de agua en la muestra (sin cambio de volumen y esfuerzo efectivo). Esto se hace incrementando la presión y contrapresión repetidamente, hasta alcanzar el grado de saturación deseado. En la **figura 3.19** se muestra la ventana ejecutada durante esta etapa, en la cual se distinguen 9 objetos, mismos que serán mencionados a continuación:

1. Controladores de los reguladores de presión.
2. Indicador del valor de la variable medida.
3. Indicadores de los valores de cada uno de los transductores.
4. Control de número de incrementos por realizar.
5. Gráfica.
6. Tabla de datos.
7. Cuadro de texto.
8. Botón continuar.
9. Botón para regresar al menú principal.

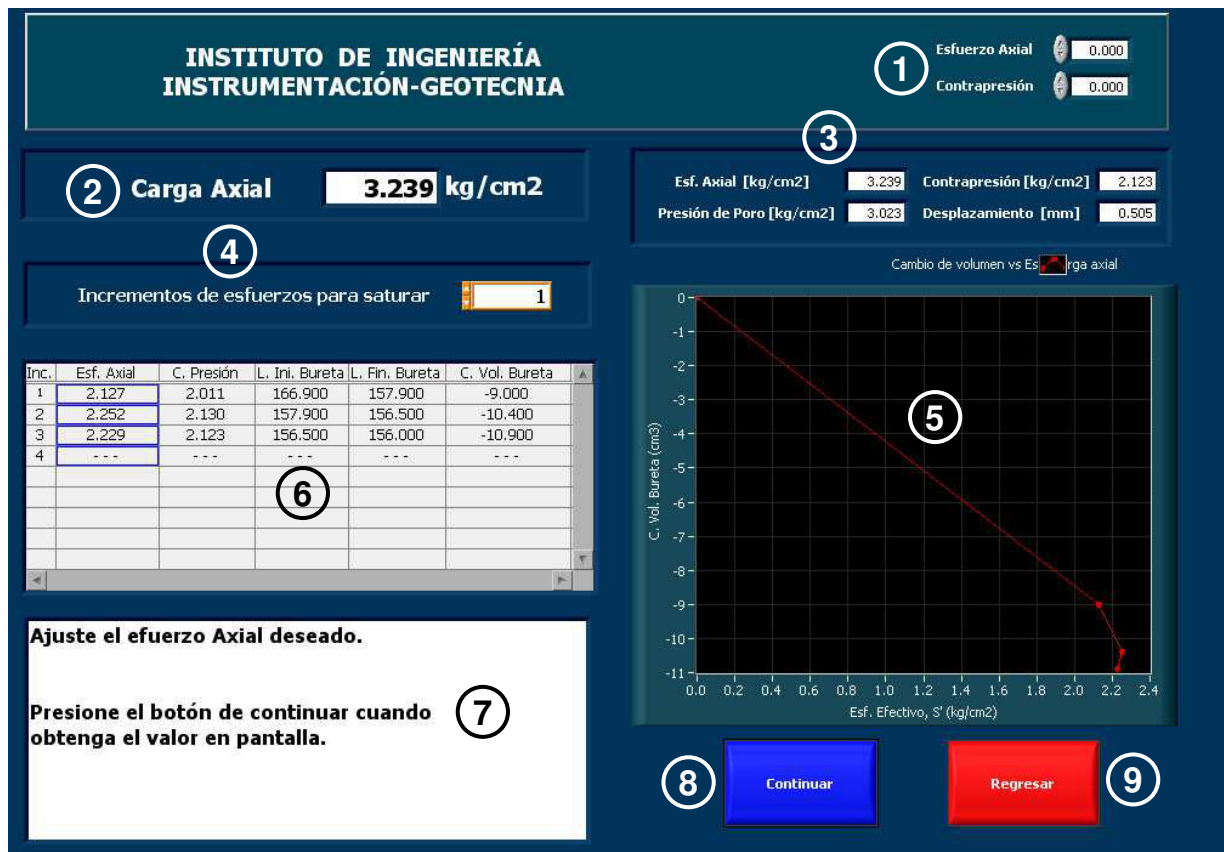


Figura 3.19
Ventana del programa de saturación.

El objetivo del programa es guiar a través de instrucciones que aparecen en el cuadro de texto (7) el desarrollo de la prueba, y así evitar errores que de alguna forma pudieran alterar las condiciones de esfuerzo de la muestra.

Se inicia la ejecución del programa verificando si existe algún archivo de saturación de una prueba anterior dentro de la misma carpeta; en caso de que exista, se cargan los datos del archivo dentro de la tabla. De otra manera, se introduce un vector nulo dentro de la sección 6. Una vez que se tienen en la celda las condiciones necesarias para iniciar la prueba, se ajusta el valor de la carga axial. Del mismo modo, el programa queda esperando a que se presione el botón *continuar*, lo que significa que el programa ya está listo para el siguiente paso. Mientras el programa se encuentra en espera, se están muestreando los valores de cada uno de los transductores, los cuales se despliegan en los indicadores (3), este registro se hace en cada etapa del programa. Una vez que se oprime el botón *continuar*, el valor de carga axial se registra en la tabla. Enseguida se ajusta la contrapresión en su control respectivo. Del mismo modo que en el bloque anterior, cada uno de los transductores registra y expone los resultados en la pantalla. Una vez que se presiona el comando *continuar*, el valor de contrapresión es capturado en la tabla. El siguiente paso es medir la altura de columna de agua en la bureta e introducir el valor observado, en el indicador (2). Cuando se presiona en el botón de *continuar* el dato que se introdujo se registra.

Para dar inicio a la prueba se abren las válvulas que comunican la bureta con la probeta, lo cual permite la introducción de agua a la muestra, ocupando los espacios que contenían aire, lo cual permite un aumento en el grado de saturación de la probeta de suelo. Finalmente, se crea un archivo con los datos obtenidos durante el incremento, o se agregan los datos al archivo de saturación existente. El programa pregunta en su último cuadro de diálogo, si se desea realizar otro incremento o terminar la etapa. En caso de elegir la primera opción, se repite todo el programa; de otra manera, termina su ejecución y éste regresa al menú principal.

- **B Skempton.**

La B de Skempton es un parámetro que nos permite determinar el grado de saturación de la probeta de suelo. Para considerarla saturada, el valor debe ser $0.95 \leq \beta \leq 1.0$ (**ASTM D4767**).

En el panel frontal del programa, se distingue un indicador principal de los controles para los reguladores de presión y los transductores, un cuadro de texto, tabla de valores iniciales y finales, e indicadores de resultados (**figura 3.20**).

Durante la ejecución de esta etapa son muestreadas las señales de los transductores y al mismo tiempo se exponen en la pantalla de la computadora. Enseguida se verifica si existe un archivo de medición de la B anterior, en caso de que no haya un archivo anterior se crea uno nuevo.

Para comenzar, la cámara de la celda deberá estar aislada y todo el equipo en condiciones adecuadas para llevar a cabo la etapa. Una vez que ya todo está listo para continuar, se ajusta la carga axial y se aplica. Cuando el valor deseado aparece en pantalla, se presiona el botón de continuar y éste se registra en la tabla. Luego, se ajusta el valor de la carga axial final y se espera a que aparezca en el indicador, una vez que esto sucede se puede continuar, registrando el valor inicial de la presión de poro. Esta presión inicial de poro es aquella que quedó atrapada cuando se aisló la celda en un principio. El programa queda esperando a que se presione el botón de *continuar* para abrir con cuidado la válvula 10 (*véase figura 3.5*), y poder medir la presión de poro final. Cuando se oprime el botón *continuar*, aparece (en donde se encuentra el cuadro de texto) una gráfica que expone la variación de presión de poro vs. tiempo, cuando la curva se estabiliza, se registran los valores. Enseguida se obtiene la diferencia entre ambos y se calcula la B de Skempton, con la siguiente ecuación:

$$B = \frac{|u_{final} - u_{inicial}|}{\sigma_{final} - \sigma_{inicial}} = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \quad 3.2$$



Figura 3.20
Panel frontal de la etapa B de Skempton.

Todos los datos que se generaron durante la prueba se almacenan y organizan, para anexarse al archivo nuevo o existente. Finalmente, al terminar la etapa, el programa regresa al menú principal.

○ **Consolidación.**

Después de comprobar que la muestra de suelo alcanzó el grado de saturación deseado ($\beta \geq 0.95$), se inicia la etapa de consolidación. En la **figura 3.21** se muestra la pantalla principal de esta etapa, con los elementos que la componen:

1. Controladores de los reguladores de presión.
2. Número de incremento en ejecución.
3. Indicadores de las variables medidas.
4. Esfuerzo efectivo al que se está sometiendo el espécimen.
5. Tablas de resultados.
6. Gráficas generadas durante la prueba.
7. Cuadro de texto.
8. Botón iniciar incremento.
9. Botón terminar incremento.

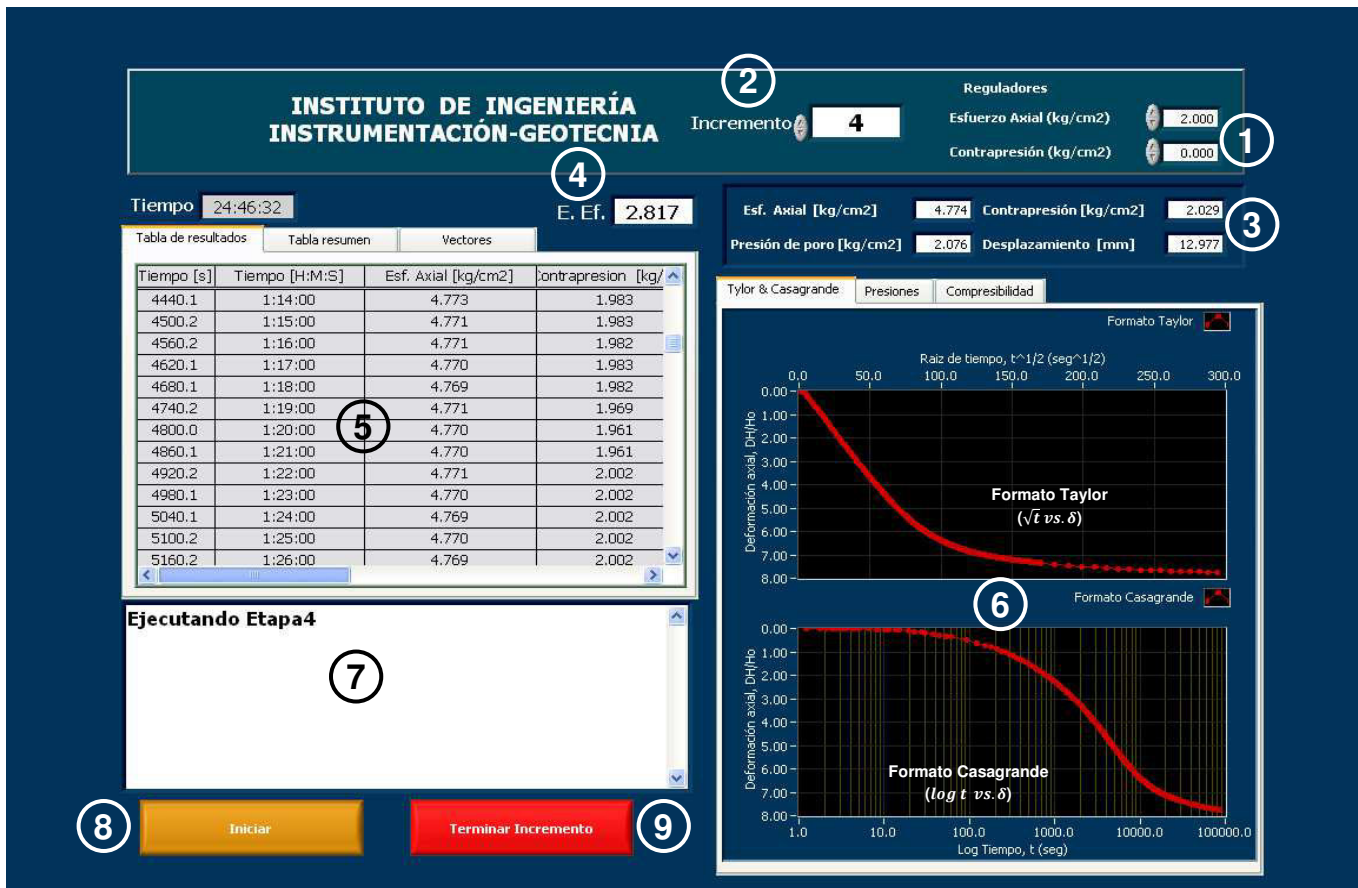


Figura 3.21
Panel frontal de la etapa consolidación.

Durante la ejecución del programa se genera una tabla de resultados, los cuales se registran y calculan a partir de los datos capturados en cada instante por el vector tiempo, definido previamente. Esta tabla contiene los siguientes campos: 1) tiempo en el que se tomó la lectura, 2) esfuerzo axial, 3) contrapresión, y 4) presión de poro. También grafica las curvas de consolidación en los formatos de Taylor y Casagrande.

Para elegir el vector tiempo se despliega una ventana en la pantalla para seleccionarlo, guardando su nombre y ubicación. El programa queda en espera a que sea aislada la probeta, y se determine comenzar con el ensaye. Cuando se decide continuar, es ajustada la presión del regulador de esfuerzo axial por medio de los controles, ya que se tiene el valor deseado, se ajusta la contrapresión.

A continuación el programa verifica el número de incremento que se está llevando a cabo, para enseguida informar que deben abrirse lentamente la válvula de presión axial e inmediatamente las de contrapresión. Una vez que estas válvulas son abiertas, se crea un archivo con los datos del incremento que se va a realizar. El programa entra en espera hasta que el contador de tiempo del programa coincide con el primer elemento del vector tiempo. Cuando esto sucede, se toman las señales de los transductores, mostrando estos valores de forma tubular y gráfica.

Al terminar el incremento el programa limpia la tabla, y las gráficas de Taylor y de Casagrande, quedando en espera a que se decida continuar con el siguiente incremento. Si el proceso de carga, recarga y descarga ya se ha realizado, el programa termina y regresa al menú principal.

- **Ajuste de presiones.**

Durante las pruebas del equipo existe la necesidad de manipular las presiones de los reguladores, dicha función es cumplida en el programa denominado *ajuste de presiones*.

En esta sección se muestra en tiempo real, el valor de cada uno de los transductores.

CAPÍTULO 4

TÉCNICA Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

CAPÍTULO 4

TÉCNICA Y RESULTADOS EXPERIMENTALES

4.1. GENERALIDADES.

Los ensayos de consolidación desarrollados en la celda Rowe se realizaron a partir de diversas muestras inalteradas de arcilla, extraídas con tubo Shelby de pared delgada de 4" de diámetro, en diversos sitios ubicados en el valle de México y la sonda de Campeche (**figura 4.1**).

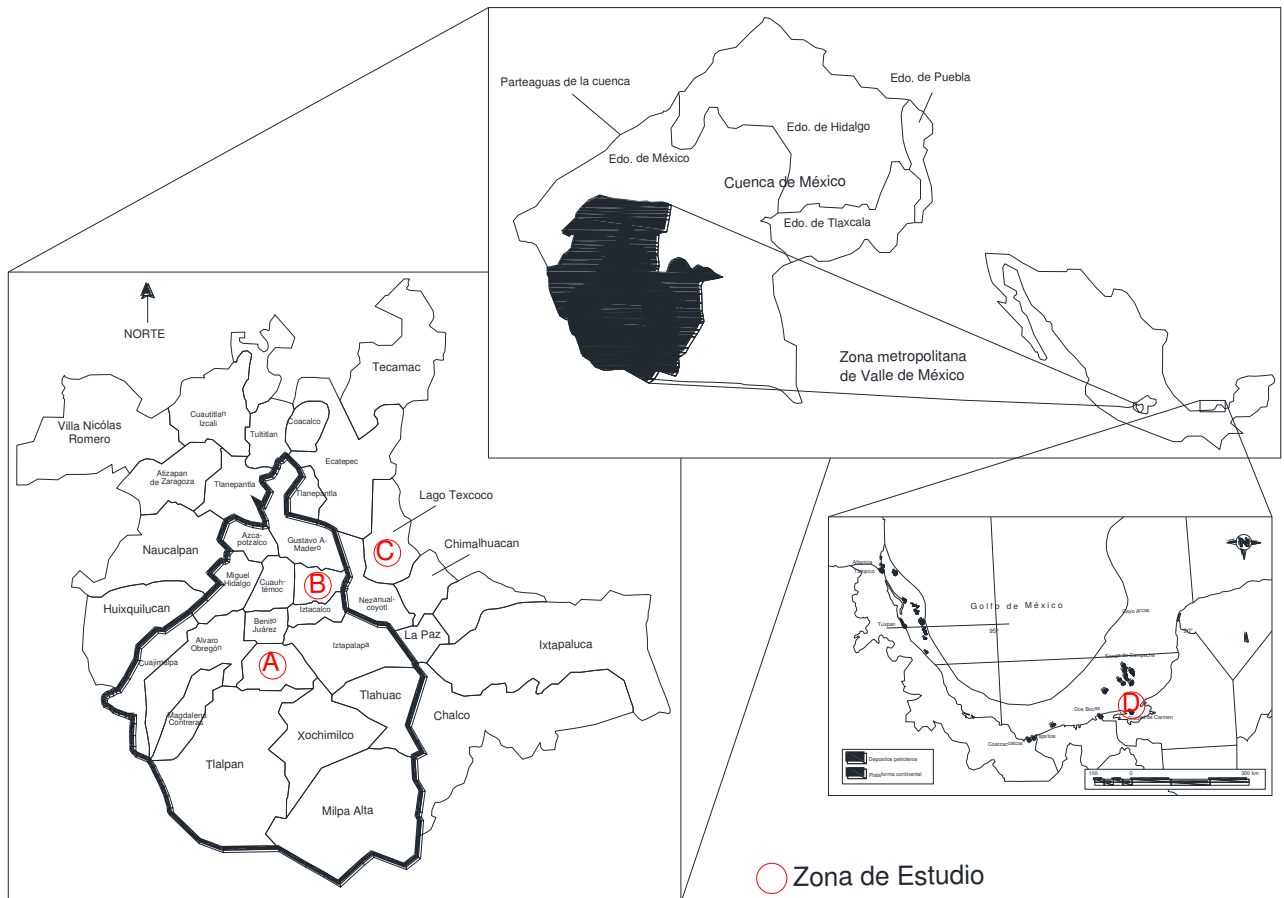


Figura 4.1

Ubicación de los sitios de estudio: a) Secretaría de Comunicaciones y Transportes, b) zona del Lago, c) exlago de Texcoco y d) sonda de Campeche.

4.2. CUENCA DEL VALLE DE MÉXICO.

En el extremo Sur del Altiplano mexicano se localiza una cuenca cerrada, en la provincia fisiográfica del eje neovolcánico, que por costumbre se conoce indistintamente como cuenca o valle de México. En 1985, Federico Mooser concluyó que la cuenca del valle de México tiene gran similitud a una "gran presa azolvada", delimitada por las sierras de Pachuca, Tepozotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán hacia el Norte; y de Las Cruces y Nevada, al Oeste y Este, respectivamente.

La cuenca tiene un área de 7 160 km² (de los cuales 2 050 km² corresponden a la zonas bajas), longitud de 110 km en dirección N-S, y anchura de 80 km en la E-O. Su parte más baja tiene una altitud de 2 236 m sobre el nivel del mar. Hacia la Cuenca fluye gran cantidad de ríos o arroyos pequeños, entre los que destacan los ríos Cuatitlán, Tlanepantla, Los Remedios, Churubuscos, Texcoco y de la Compañía **(Kumate, 1990)**.

El proceso de depósito y alteración fisicoquímica de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática, dio origen a suelos arcillosos blandos de características muy peculiares. Este proceso formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros, constituidos por limos y arcillas arenosas, por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas, producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras producidas por deshidratación a causa de la acción solar, han tenido cambios granulares debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; hoy en día su mayor espesor está en las orillas de la zona lacustre, y llega a desaparecer, al centro del mismo.

A partir de la década de los 50's se ha trabajado en establecer la zonificación geotécnica del valle de México, con exploraciones efectuadas en su mayoría para el diseño de cimentaciones. Las zonificaciones elaboradas atienden principalmente a las propiedades geotécnicas de los materiales encontrados en sondeos que alcanzaron profundidades de hasta 50 m, y con algunos que han llegado hasta 100 m. Teniendo como base la acumulación e interpretación de información de diferentes fuentes [**Marsal y Mazari (1959)**, **Reséndiz et al. (1970)**, **Jaime y Romo (1987)**, entre otros], se propuso agregar la zona de los lagos de Xochimilco – Chalco. Con ello, la zonificación detallada del valle de México hasta la actualidad es la siguiente **(Mooser, 1996)**:

- 1. Zona de Lomas (I).** La zona de las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al Poniente y al Norte, además de los derrames del volcán Xitle. Al Norte, está caracterizada por depósitos eólicos de arena fina y uniforme que se localizan en las laderas de la sierra de Guadalupe. Al Sur, se tienen los derrames basálticos heterogéneos y erráticos del Pedregal, con espesores máximos de aproximadamente 20 m que sobreyacen a las tobas. Al oriente

también se encuentran basaltos alrededor de Chimalhuacán y la Sierra de Santa Catarina. Al Poniente, en las faldas de la Sierra de las Cruces se encuentran depósitos compactos de materiales arenosos o limosos cementados.

2. Zona de Transición (II). Depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial. Conviene dividir la zona de transición en subzonas, identificando así las transiciones alta y baja, así como la abrupta, las cuales se describen a continuación:

- **Transición Alta.** Es la subzona de transición más próxima a las Lomas, presentando irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.
- **Transición baja.** Aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Los espesores y las propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias horizontales, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.
- **Abrupta.** Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen a manera de islotes de dicho relleno.

3. Zona del Lago (III). Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del Lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio.

- **Lago Virgen.** Comprende el sector oriente del Lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación.
- **Lago Centro I.** Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas.
- **Lago Centro II.** Esta subzona corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas altamente preconsolidadas por causa de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

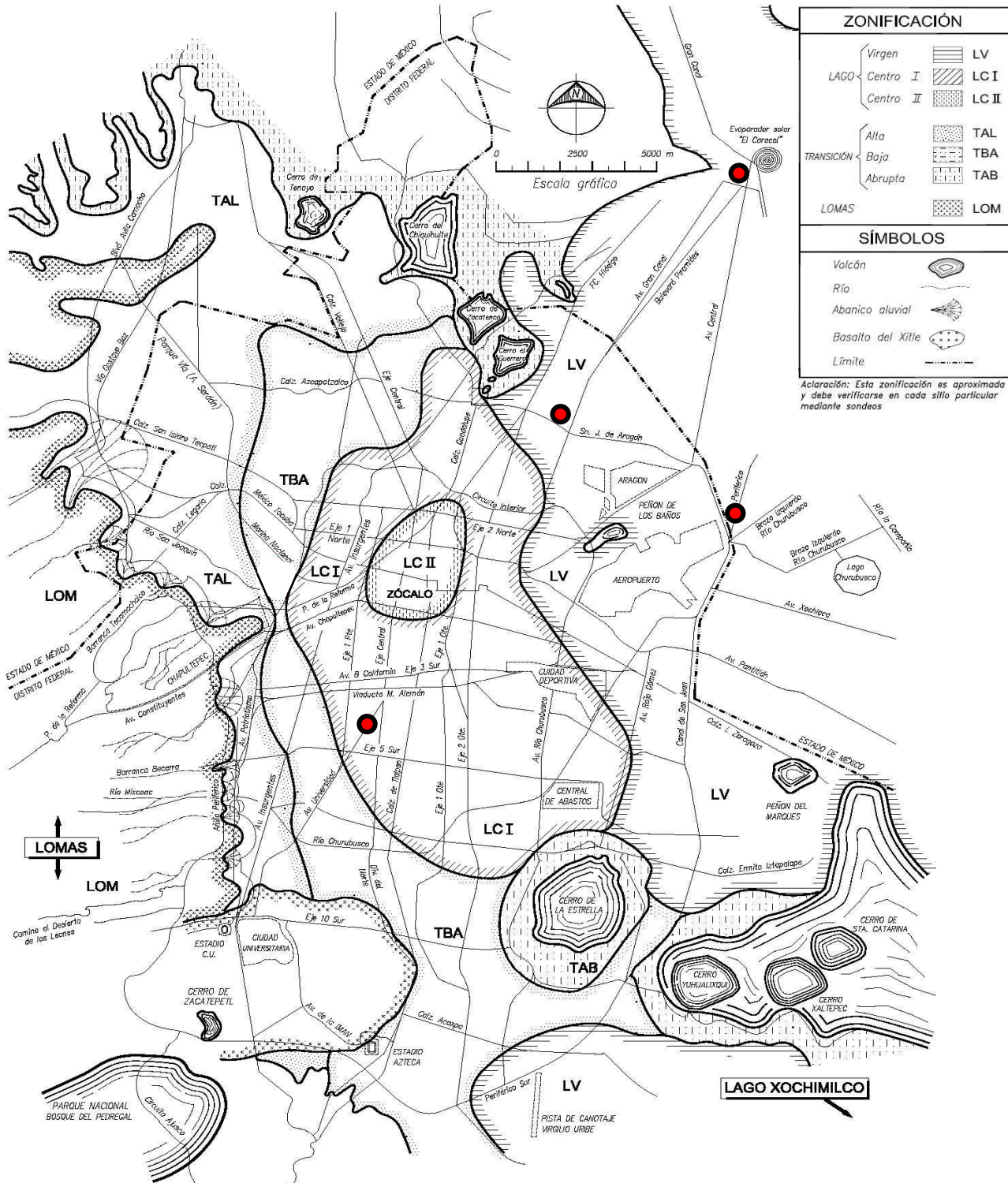


Figura 4.2
Ubicación de los sitios de estudio en la zonificación geotécnica de la ciudad de México de TGC-Geotecnia (Franco, 2002).

Enseguida se describen los sitios de los cuales provienen las muestras ensayadas en la celda Rowe, pertenecientes al valle de México.

4.2.1. Sitio: Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

Las muestras inalteradas de las probetas 1, 2, 6, 12 y 13 fueron extraídas de los patios de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, ubicados entre las avenidas Universidad, Xola y Eje Central de la ciudad de México (**figura 4.3**). Este sitio pertenece, de acuerdo al mapa de zonificación geotécnica mostrado en la **figura 4.2**, a la Zona Lago Centro 1, cuyo nivel de aguas freáticas se ubica aproximadamente a una profundidad de 2.75 m. En este sitio han tenido lugar diversos estudios geotécnicos desde 1985 hasta los realizados en Junio del 2011 por la empresa TGC, con el objetivo de investigar los cambios de las propiedades del subsuelo debido al hundimiento regional.



Figura 4.3
Localización del sitio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

A partir de los perfiles estratigráficos y los resultados de cono eléctrico que se han obtenido del sitio (**Franco, 2002**), la estratigrafía de este es la siguiente (**figura 4.4**):

- **Relleno.** Está integrado por material de desperdicio de construcción, cuya capa varía entre 0 y 1 m de profundidad.
- **Costra superficial.** Constituida por arena aluvial fina y media, con arcilla cementada, limos café oscuro de compactidad media a compacta y ceniza volcánica. Estos estratos se encuentran desde 1.0 a 8.5 m de profundidad.
- **Formación arcillosa superior.** Está integrada por arcillas de origen lacustre de diferentes tonalidades y consistencia blanda, limo, ceniza volcánica y microfósiles, se presenta desde los 8.5 hasta 29.7 m, aproximadamente. La formación arcillosa está dividida por subestratos separados por lentes de suelo de mayor resistencia.

- **Primera capa dura.** Se ubica desde los 29.7 a 34.0 m de profundidad, y está compuesta por limos café grisáceo, arena fina, media, sílica y andesítica.
- **Formación arcillosa inferior.** Comprende profundidades desde 34.0 a 38.5 m de profundidad, con la presencia de arcillas café olivo de consistencia media y ceniza volcánica.
- **Segunda capa dura.** Formada por limos y arenas finas, a profundidades de 38.5 a 40.0 m, aproximadamente.

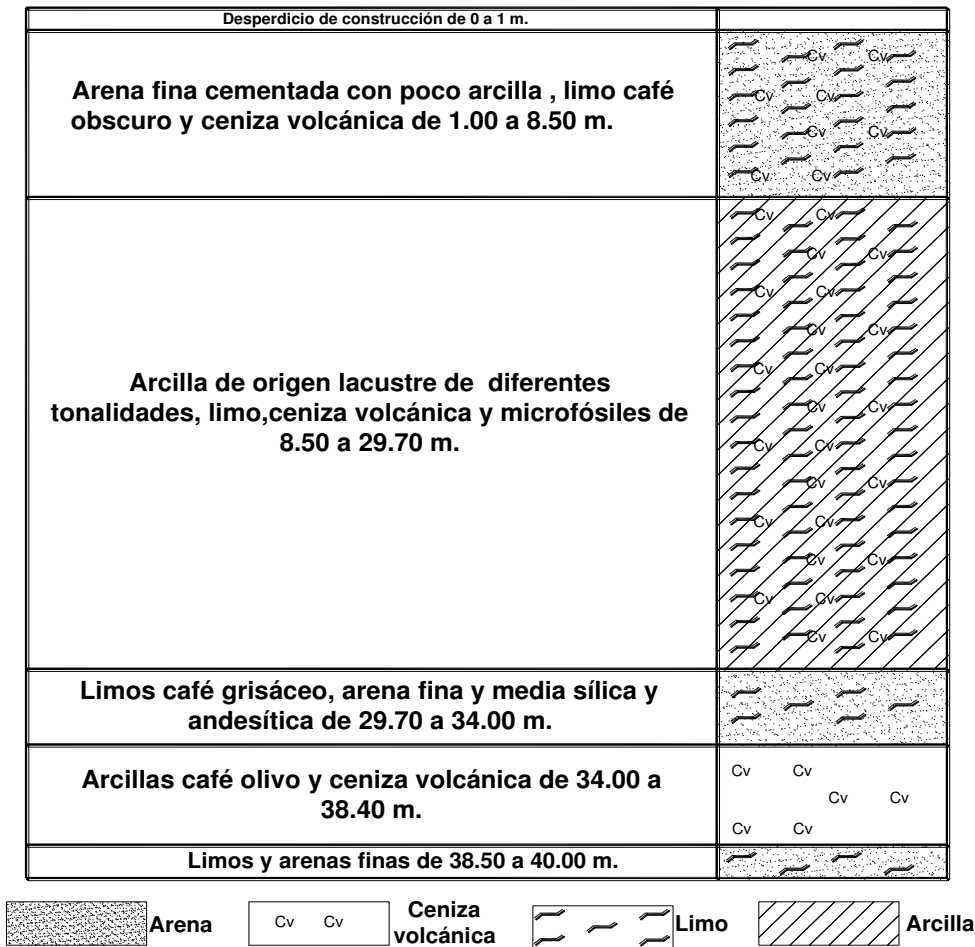


Figura 4.4
Perfil estratigráfico del sitio de la Secretaría de Comunicación y Transportes
(Franco, 2002) – Modificado.

4.2.2. Sitio: Exlago de Texcoco.

El material de los ensayos 3, 4, 7, 8, 9, 11, 14 y 15, se obtuvieron al Norte de la zona federal del Exlago de Texcoco (**figura 4.5**), en un lugar cercano a la porción Noroeste del antiguo evaporador solar de Sosa Texcoco.

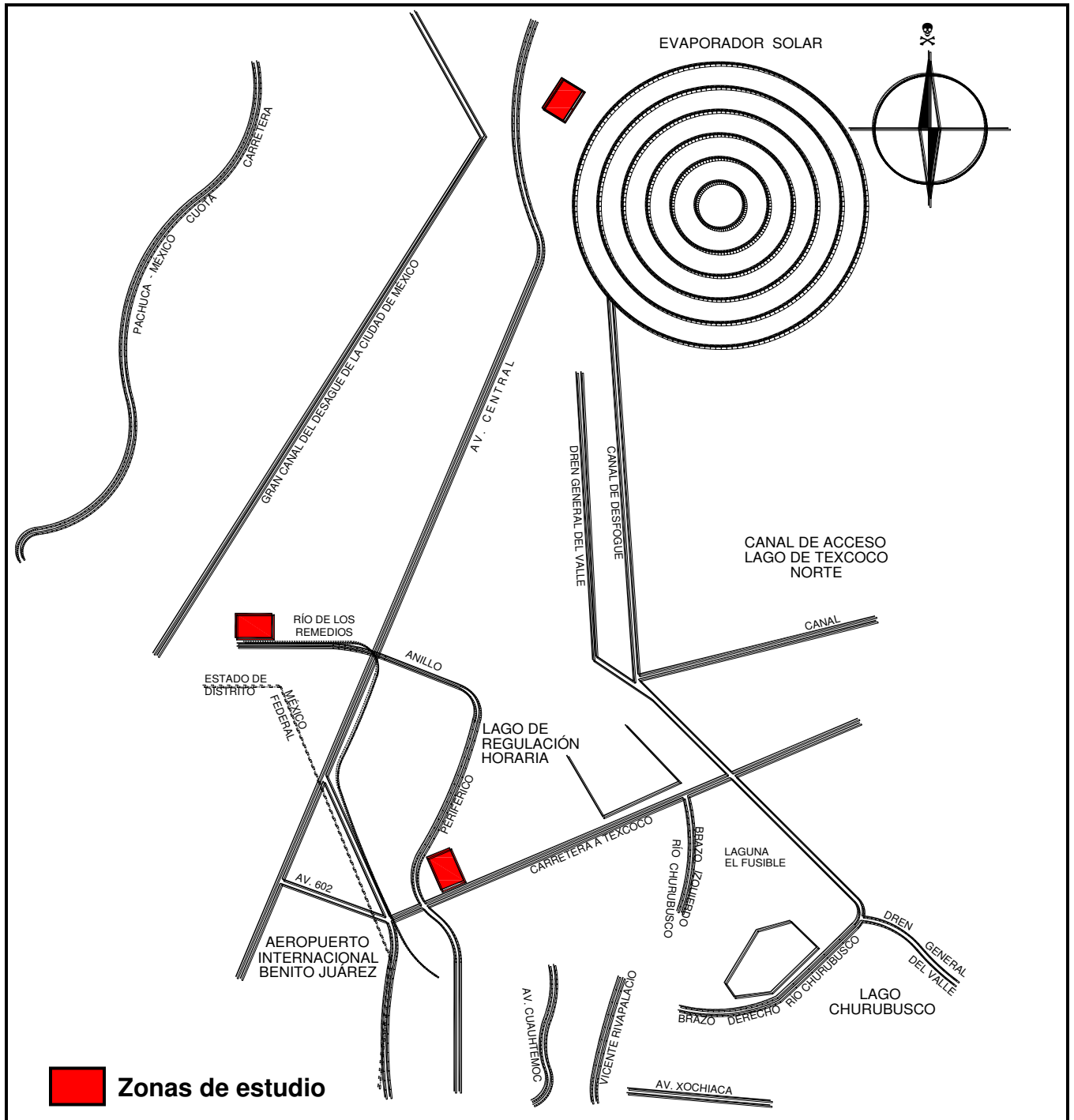


Figura 4.5
Localización de zonas de estudio en el exlago de Texcoco (sin escala).

Esta sección se caracteriza por la localización de lomeríos cuyos suelos son de consistencia dura, en donde abundan tobas de origen volcánico y suelos permeables arenosos y limo arenosos compactos o muy compactos. Por otra parte, en las zonas bajas existen formaciones de arcillas lacustres muy compresibles y poco resistentes, cuyos

espesores van desde unos cuantos metros, hasta longitudes generalmente menores a 20 m. Estas arcillas se intercalan con estratificaciones de materiales arenosos considerablemente más duros y compactos. Los estratos arcillosos se caracterizan por su alto contenido de agua, baja resistencia y muy alta compresibilidad. Los estratos arenosos y de vidrio volcánico también tienen espesores variables, desde varias decenas de centímetros hasta poco más de tres metros.

De acuerdo con diversos estudios realizados en la zona [Ovando (2006)], se tiene que la secuencia estratigráfica general de la misma es la siguiente (figura 4.6):

- **Suelos vegetales y costra superficial.** Estrato de suelo agrícola con un espesor máximo de 2.0 metros, compuesto de limos y arenas arcillosas. La parte Norte, se integra generalmente por tobas limosas y arcillas en la parte superficial, seguida de intercalaciones de arenas, limos arenosos con gravas; y conforme se profundiza en algunos puntos, se encuentra Tezontle y basalto gris. Hacia la zona Sur aparece una costra de suelos arcillosos y limoarenosos hasta de 1.0 m de espesor, que llega a desaparecer en la zona del Evaporador Solar Sosa Texcoco.
- **Formación arcillosa superior (FAS).** En los sitios que se encuentran hacia la zona lacustre, en dirección hacia el Evaporador Solar del Caracol, se ubica una serie de suelos arcillosos y limosos hasta una profundidad máxima promedio de 10 m de arena, ceniza y vidrio volcánico.
- **Primera capa dura.** Subyaciendo a los suelos arcillosos superficiales, se encuentran varios estratos de arcillas blandas de origen lacustre con importantes intercalaciones de arenas finas, limos arenosos, vidrio volcánico y cenizas volcánicas.
- **Formación arcillosa inferior (FAI).** Estas arcillas son menos compresibles, de consistencia media a alta. Sus espesores varían de 6 a 9 m y están caracterizadas por intercalaciones continuas de suelo limo arenoso.
- **Segunda capa dura.** También llamada depósitos profundos superiores, está formada por arenas compactas con cierta cementación y limos de mediana a alta compacidad. Presenta espesores muy variables que varían de 5 a 7 m.
- **Tercera formación arcillosa (3° FA).** Estos depósitos son más consistentes que las arcillas de la FAI. Se encuentra hasta una profundidad de 50 m con espesores de 7 a 10 m.

- **Depósitos profundos inferiores.** Se trata de suelos granulares compactos, parcialmente cementados.

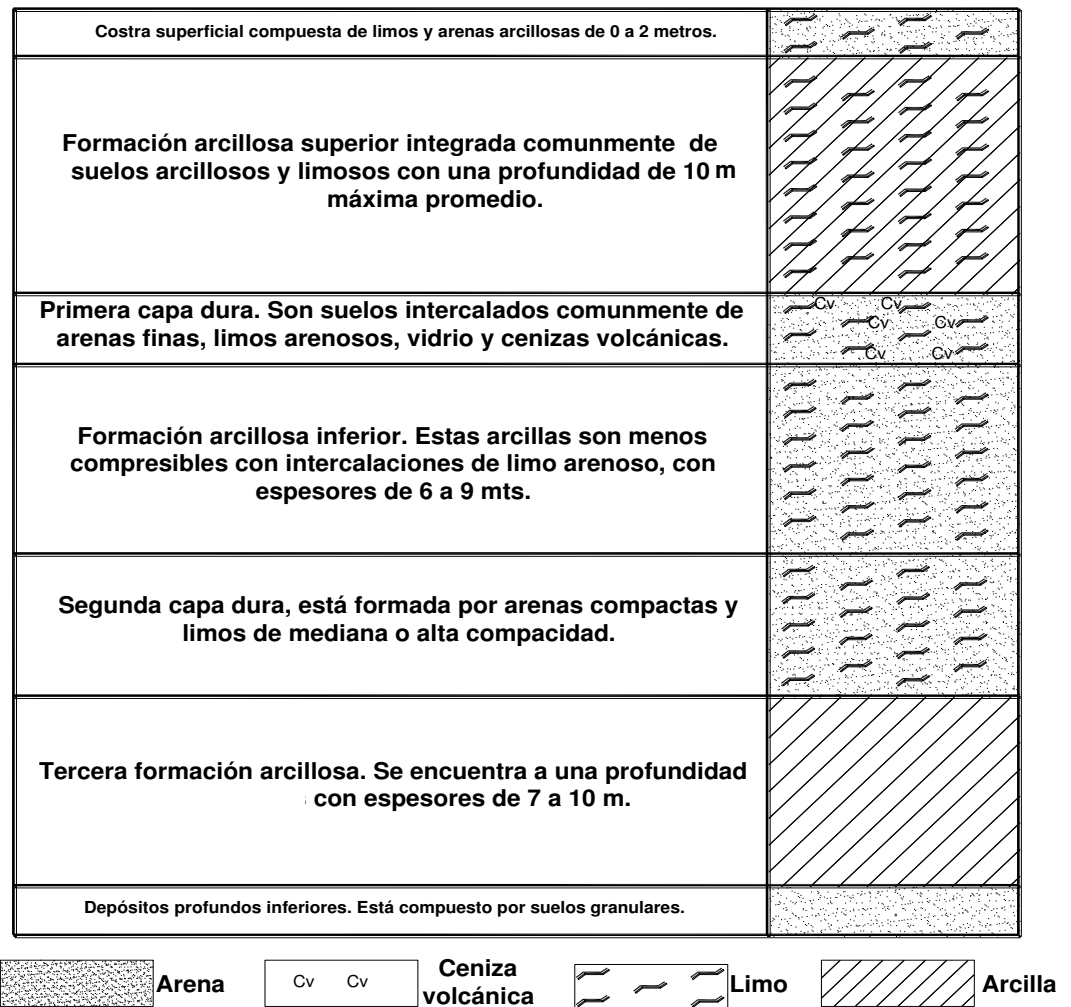


Figura 4.6
Perfil estratigráfico generalizado del exlago de Texcoco (sin escala).

4.2.3 Sonda de Campeche.

La Sonda de Campeche se localiza en el Golfo de México, teniendo como colindancia al Norte ciudad de Carmen y al Oriente el borde de la plataforma marina calcárea de Yucatán hasta Isla Mujeres, en el estado de Quintana Roo. Sus coordenadas geográficas son 90° y 94° Oeste, 18° y 22° de latitud al Norte aproximadamente.

De acuerdo con la información obtenida en estudios geotécnicos realizados en la sonda de Campeche, se ha establecido que sus suelos están constituidos principalmente por sedimentos recientes, clásticos, carbonatados y térreos, teniendo como dominantes a

estos últimos. Los sedimentos son arcillas y limos de manera predominante, provenientes del acarreo de los ríos Grijalva, San Pedro y de la desembocadura de la Laguna de Términos, por sus abundantes corrientes fluviales. Una característica muy común de estos materiales sedimentarios recientes en ese ambiente, es la propiedad de transportarse y distribuirse en el lecho marino como una secuencia de arcilla y arena.

La estratigrafía de la sonda de Campeche tiene un alto contenido de material orgánico proveniente del continente y del mar, por lo que sus estratos son apropiados para la formación de hidrocarburos líquidos y gaseosos en gran volumen. De acuerdo con **Ovando y Romo (1998)**, las características de las condiciones estratigráficas regionales son muy parecidas. Por lo que esquemáticamente existen tres formaciones de arcilla plástica, en ocasiones intercaladas con pequeños lentes de materiales arenosos y separadas por depósitos de arenas carbonatadas limosas o arcillosas que a veces desaparecen o se encuentran interestratificadas con materiales plásticos. A continuación se expondrá de forma general la estratigrafía típica de la sonda de Campeche establecida por los autores.

- **Depósito arcilloso superior.** Contiene materiales blandos cuyos contenidos de agua se encuentran cerca de su límite líquido, hasta profundidades que varían entre 6.5 y 20 m.
- **Primera formación arenosa.** Subyace a la arcilla blanda y está constituida por arena limosa o arcilla carbonatada cuya compacidad varía de muy suelta a media, y su espesor es de menos de 1 m hasta unos 3 m.
- **Formación arcillosa intermedia.** Está constituida por arcillas plásticas de consistencia media. Este depósito tiene en general, espesores de más de 30 m y su base se encuentra a profundidades que varían entre 50 y 55 m.
- **Segunda formación arenosa.** Está constituida por arenas carbonatadas arcillosas y tiene espesores de 3 a 13 m aproximadamente, dependiendo del sitio. En algunos lugares se encuentra intercalada con arcillas de alta plasticidad.
- **Formación arcillosa inferior.** Su frontera superior aparece en general a profundidades cercanas a 60 m y se extiende hasta una profundidad máxima de 90 m. Está constituida por arcillas de alta plasticidad cuyos contenidos de agua se acercan al del límite plástico conforme aumenta la plasticidad. Su consistencia es muy firme y suele estar intercalada con lentes arenosos de poco espesor, mezclados con fragmentos de conchas.

4.3. PROCEDIMIENTO DE ENSAYE.

En una celda Rowe se pueden desarrollar pruebas de consolidación de diferentes tipos. Sin embargo, la celda que actualmente está instalada en el laboratorio del instituto de Ingeniería, sólo permite el drenaje vertical ascendente con medición de poro en el centro de la muestra, aplicando carga incremental. En términos generales, la prueba de consolidación desarrollada en la celda Rowe consta de las siguientes etapas:

1. Saturación de las líneas del sistema y ensamblaje del equipo.
2. Saturación por contrapresión.
3. Medición de la B de Skempton.
4. Consolidación del espécimen bajo diferentes valores de esfuerzo.
5. Cálculo y análisis de resultados.

Enseguida se describirá cada uno de los pasos que deben seguirse para el ensaye de consolidación de la celda Rowe. Mientras que los procedimientos detallados del labrado y montaje de las probetas de suelo para la realización de los ensayes, se exponen en el **Anexo A – Técnica experimental**.

4.3.1. Saturación de la probeta de suelo por contrapresión.

La saturación de la muestra tiene como objetivo llenar todos los espacios vacíos del suelo con agua, sin exceder el esfuerzo efectivo que el suelo tiene en campo. Una de las ventajas de este equipo es que permite calcular la B de Skempton.

Con la finalidad de saturar la probeta de suelo, se regula la aplicación de presión axial y contrapresión desde un tablero en donde se controlan las presiones y el programa principal de la celda; con lo cual, se genera un esfuerzo efectivo determinado, que induce la saturación del suelo. Para llevar a cabo esta etapa se siguen los siguientes pasos:

- Antes de iniciar la etapa de saturación, todas las válvulas deben encontrarse cerradas (aislar la muestra).
- Se abren las válvulas 2 y 20 (**véase figura 3.6**), se ingresa al módulo del programa de saturación y se ajusta el valor inicial de esfuerzo axial deseado.
- Enseguida se abren las válvulas 4 y 19, ubicando la válvula 18 apuntando hacia la bureta (abierta).
- Se coloca el valor inicial de la presión axial y contrapresión que se aplicará a la muestra. Se abre la válvula 8 e inmediatamente las válvulas 11, 12, 13, 15 y 16, lo cual permite aplicar la contrapresión por la parte superior e inferior de la pastilla de suelo.

- El agua de la bureta entra a la muestra, por lo que es necesario esperar a que el nivel de la bureta se estabilice para registrar la lectura final de ésta.

4.3.2. Medición de la B de Skempton.

La B de Skempton puede medirse al ingresar en la opción B de Skempton en la ventana del programa principal, el cual relaciona un incremento dado de presión axial con el incremento de la presión de poro que se genera como respuesta.

Para realizar la medición de la B de Skempton se deben seguir los lineamientos que enseguida se muestran, tomando en cuenta que la posición de las válvulas es la misma en la que quedaron después de la etapa de saturación.

- Lo primero que se hace es aislar la probeta de suelo, cerrando las válvulas 11, 12, 13, 15, 16, y enseguida la 8.
- Se ingresa al programa principal en el comando *B de Skempton*, para registrar el valor inicial de la carga axial. Este último es el mismo que se le aplicó a la muestra durante la etapa de saturación.
- El valor de carga axial final es ajustado, de forma que éste aumentará una unidad con respecto a su valor inicial.
- Se introduce en el programa la presión de poro inicial.
- Se abre la válvula 8 para que actué la presión axial sobre la muestra, y después la válvula 11, registrando el valor final de la presión de poro.
- Enseguida se aísla la probeta cerrando las válvulas 11 y 8, para calcular la B de Skempton.

Si el grado de saturación calculado es inferior a 0.95 se deberá regresar a la etapa de saturación. En caso contrario, se considera que la muestra está saturada, por lo cual se iniciará la etapa de consolidación.

4.3.3. Consolidación.

Para comenzar la etapa de consolidación debe ingresarse al comando *consolidación* en el programa principal. Con ello se presenta la ventana del proceso de consolidación, la cual contiene el vector de puntos en los cuales se efectuarán las lecturas de carga axial, contrapresión, presión de poro y desplazamiento. El programa también

muestra la secuencia de incrementos y decrementos a las cuales será sometido el espécimen de suelo.

El proceso que deberá seguirse para llevar a cabo la etapa de consolidación es el siguiente:

- Se establece el esfuerzo efectivo al cual se someterá la muestra de suelo, determinando la carga axial inicial y verificando el valor de contrapresión que actuará a lo largo de la prueba.
- Se aplica el primer incremento de carga abriendo la válvula 8 e inmediatamente las válvulas 10, 12, 13 y 11. Es importante recordar que durante el desarrollo de la etapa de consolidación, las válvulas 15 y 16 deben estar abiertas. Con la apertura de válvulas inicia el proceso de consolidación, al permitir que la muestra drene agua hacia la bureta. Este incremento termina cuando la presión de poro originada se disipa. Es útil observar la forma de las curvas de consolidación que se van graficando en la pantalla del programa, para definir en qué momento puede aplicarse el siguiente incremento de carga axial, considerando un tiempo mínimo de 24 hrs.
- Al finalizar cada incremento se cerrarán las válvulas 11, 12, 13 y 8. Cuando se define el siguiente incremento, se vuelven abrir las válvulas en el mismo orden descrito en el paso anterior. Para efectuar la descarga y recarga de la probeta, se sigue el procedimiento descrito.

Una vez que los incrementos han terminado, la prueba ha finalizado y se desmonta la probeta. Con los resultados obtenidos se hacen los cálculos y análisis correspondientes.

4.4. PROGRAMA DE ENSAYES DE LABORATORIO.

Para realizar las pruebas de laboratorio se utilizaron pastillas de suelo inalterado provenientes del valle de México y la sonda de Campeche, tal como se expuso anteriormente. El objetivo de estos ensayos fue evaluar la correlación entre las propiedades índice y de compresibilidad del suelo.

Se ejecutaran un total de 15 pruebas de consolidación unidimensional en la celda Rowe, en las cuales se variaron los tiempos de aplicación y la magnitud de los incrementos de carga y descarga. Adicionalmente, se realizaron ensayos para determinar el peso específico relativo de sólidos, límites de consistencia y contenido natural de agua, con la finalidad de tener las propiedades índice necesarias para establecer las correlaciones planteadas en los objetivos.

4.4.1. Propiedades geotécnicas de los suelos ensayados.

El conocimiento de las propiedades físicas de los suelos tiene una importancia fundamental en los estudios de Mecánica de Suelos, ya que gracias a su interpretación se puede predecir el futuro comportamiento de éstos, destacando las propiedades índice, cuyos resultados se presentan a continuación:

1. **Límites de consistencia.** Los límites de Atterberg o límites de consistencia, son las propiedades índice de los suelos que definen la plasticidad, y se utilizan en la identificación y clasificación del suelo. Los métodos utilizados para determinar el límite líquido y límite plástico, fueron el de la Copa de Casagrande y el método de Atterberg, respectivamente.

En la **tabla 4.1** se presentan los valores de los límites de consistencia de cada uno de los suelos ensayados, y su símbolo correspondiente, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Además, en la **figura 4.7** se muestra la carta de plasticidad de los suelos ya identificados. Los valores obtenidos del límite líquido (w_L) varían entre 69.03 a 370.31%, y en el límite plástico (w_p) se encuentran en un intervalo de 34.66 a 221.30%.

2. **Grado de saturación.** Se denomina grado de saturación, al cociente del volumen ocupado por el agua, con respecto al volumen de vacíos en su condición natural, expresado en porcentaje. En la mayoría de las muestras ensayadas, se determinó un intervalo de grado de saturación natural entre 89.45 y 100%. Las muestras de suelo que no estaban completamente saturadas se llevaron a este estado, a través del proceso de saturación por contrapresión.
3. **Contenido de agua.** El contenido de agua se define como la relación del peso de agua entre el peso de sólidos en un volumen dado de suelo, expresado en porcentaje. Este parámetro es una de las características más particulares de las arcillas del valle de México, ya que se han encontrado materiales con contenidos de agua mayores a 400%. Una de las ventajas más importantes de este parámetro, es su fácil determinación en laboratorio. El rango de variación del contenido de agua en los suelos ensayados, fue de 36.36 y 336.56%.
4. **Relación de vacíos.** Se conoce como relación de vacíos, oquedad o índice de poros, al cociente entre el volumen de vacíos y el de sólidos de un suelo. Los valores obtenidos en los ensayos, oscilaron entre 0.99 y 8.85.

5. Densidad de sólidos. La densidad de sólidos es la relación del peso específico de los sólidos y del agua, a 4° C de temperatura, expresado por la literal Gs. Los valores de esta característica están comprendidos en un valor medio de 2.65, a valores extremos de 2.37 y 3.06.

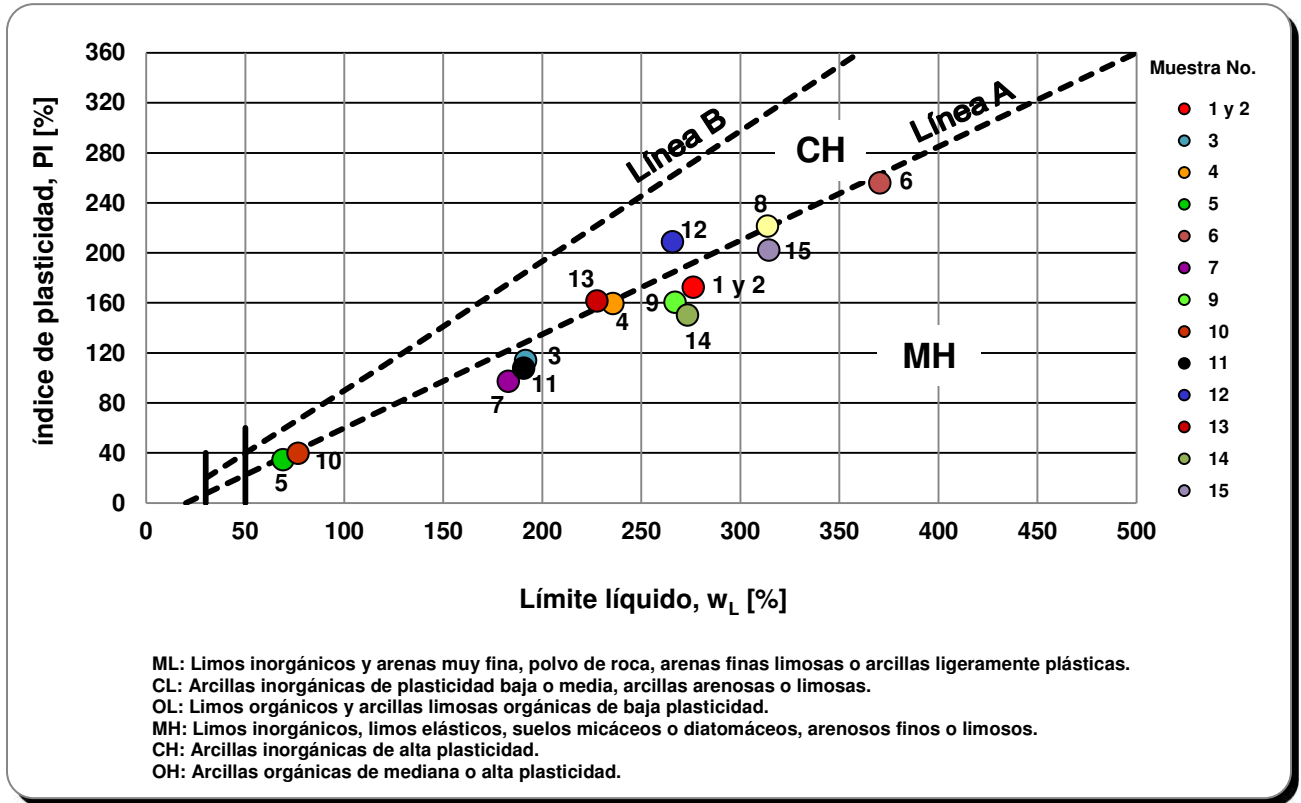


Figura 4.7
Ubicación de suelos ensayados en la carta de plasticidad.

Tabla 4.1. Características y propiedades de los suelos cohesivos estudiados.

Donde: w_L -Límite líquido, w_P -Límite plástico, PI-Índice de plasticidad, S_r -Grado de saturación, γ_m - Peso volumétrico de muestra, W_0 -Contenido de agua inicial, w_f -Contenido de agua final, G_s -Densidad de sólidos, e_n -Relación de vacíos inicial, σ'_{pc} - Esfuerzo de preconsolidación.

Fuente: Autor.

No	Origen	Muestra	Profundidad [m]	SUCS	w_L [%]	w_P [%]	PI [%]	Gw [%]	γ_m [g/cm ³]	W_0 [%]	w_f [%]	G_s	e_n	σ'_{pc} [kg/cm ²]
1	SCT	M-3-4	19.1 -19.3	MH	276.20	103.77	172.43	100.00	1.37	161.09	90.97	2.58	3.28	2.00
2	SCT	M-3-5	19.1 -19.31	MH	276.20	103.77	172.43	96.38	1.25	161.09	96.40	2.58	4.59	2.12
3	Texcoco	M-23	16.0 -16.20	MH	191.47	77.49	113.98	96.80	1.21	201.92	64.70	2.47	5.16	0.90
4	Texcoco	M-3	34.4 -34.60	MH	235.68	76.27	159.41	100.00	1.26	196.72	76.00	2.63	5.17	2.44
5	Campeche			MH	69.03	34.37	34.66	100.00	1.87	36.36	67.90	2.72	0.99	1.64
6	SCT	M-3	3.4 -3.6	MH	370.31	114.41	255.90	89.45	1.20	160.52	59.22	2.63	4.72	1.16
7	Texcoco	M-6	51.6 -51.8	MH	182.82	85.60	97.22	89.68	1.33	94.88	97.00	2.43	2.57	3.14
8	Texcoco	M-2	6.2 - 6.4	CH	313.71	92.41	221.30	100.00	1.18	339.56	42.10	2.89	8.04	0.54
9	Texcoco	12 (1)	8.0 - 8.2	CH	266.97	106.46	160.51	100.00	1.22	290.07	82.18	3.06	8.77	0.67
10	Campeche	Sec-8	7.09 - 8.0	MH	76.61	36.76	39.85	100.00	1.58	76.39	131.22	2.76	2.09	0.27
11	Texcoco	59-5	38.2 -38.4	MH	190.57	82.90	107.67	100.00	1.34	140.08	68.20	2.40	3.31	1.67
12	SCT	M-4-3	22.4 - 22.6	MH	265.70	56.78	208.92	98.92	1.27	171.69	72.30	2.48	4.30	1.70
13	SCT	3-3	13.9 - 14.1	MH	227.63	66.03	161.60	98.63	1.19	245.31	77.85	2.37	5.89	0.87
14	Texcoco	M-10-9	14.4 -14.6	MH	273.28	123.04	150.24	98.85	1.18	301.87	79.17	2.90	8.85	0.41
15	Texcoco	M-7-5	11.0 -11.2	MH	314.26	111.97	202.29	97.60	1.18	284.64	80.12	2.85	8.30	0.22

Enseguida se expondrá la información correspondiente a las propiedades índice de los suelos utilizados para determinar las correlaciones del valle de México, las cuales se presentaran en el siguiente capítulo.

Tabla 4.2
Propiedades índice de los suelos utilizados para determinar las correlaciones del valle de México.

Autor	No.	w _L [%]	PI [%]	Autor	No.	w _L [%]	PI [%]
Vázquez (2009)	1	169.62	121.7	Ovando (2006)	21	152	89.21
	2	183.35	125.71		22	149.6	99.2
Hidalgo (2006)	3	255.8	184.4		23	247	183.02
	4	255.8	184.4		24	172	84.13
	5	244.1	151.8		25	214	118.45
	6	244.1	151.8		26	202	142.38
	7	385	244		27	192	129.26
Carreón (2006)	8	364	153		28	402	280.86
	9	141	49		29	327	240.68
	10	164	62		30	262	219.95
	11	260	98		31	280.2	224.07
	12	151	92		32	198	149.35
	13	215	124		33	235	175.49
	14	200	100		34	146.01	60.48
	15	215	111		35	242	148.14
Ovando (2006)	16	131.4	76.28		36	311	247.03
	17	386.8	273.29		37	151	110.21
	18	277.2	224.35		38	206	167.68
	19	347	254.15		39	248.8	201.52
	20	182.8	112.98		40	318	235.74

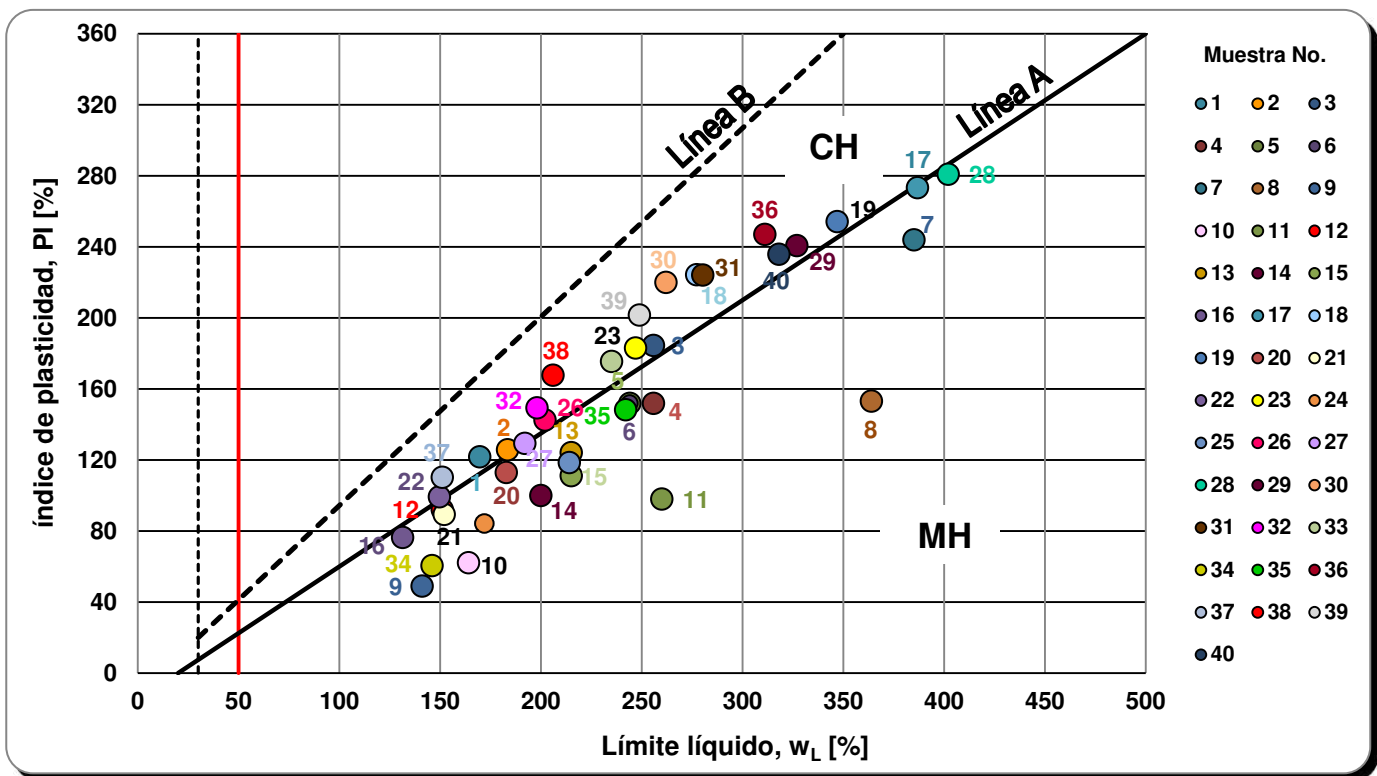


Figura 4.8
 Localización de los suelos utilizados para establecer las correlaciones del valle de México en la carta de plasticidad.

4.4.2. Curvas de consolidación.

De acuerdo con las curvas de consolidación obtenidas en los ensayos, se puede decir que con incrementos menores a 0.40 kg/cm^2 , la mayoría de las curvas no están completamente definidas. Mientras que las curvas de consolidación entre 0.8 y 3.0 kg/cm^2 , alcanzan a definir el proceso completo de consolidación. En la **figura 4.9** se presenta la variación de forma de las curvas de consolidación, debido al tipo de material y la duración de los incrementos.

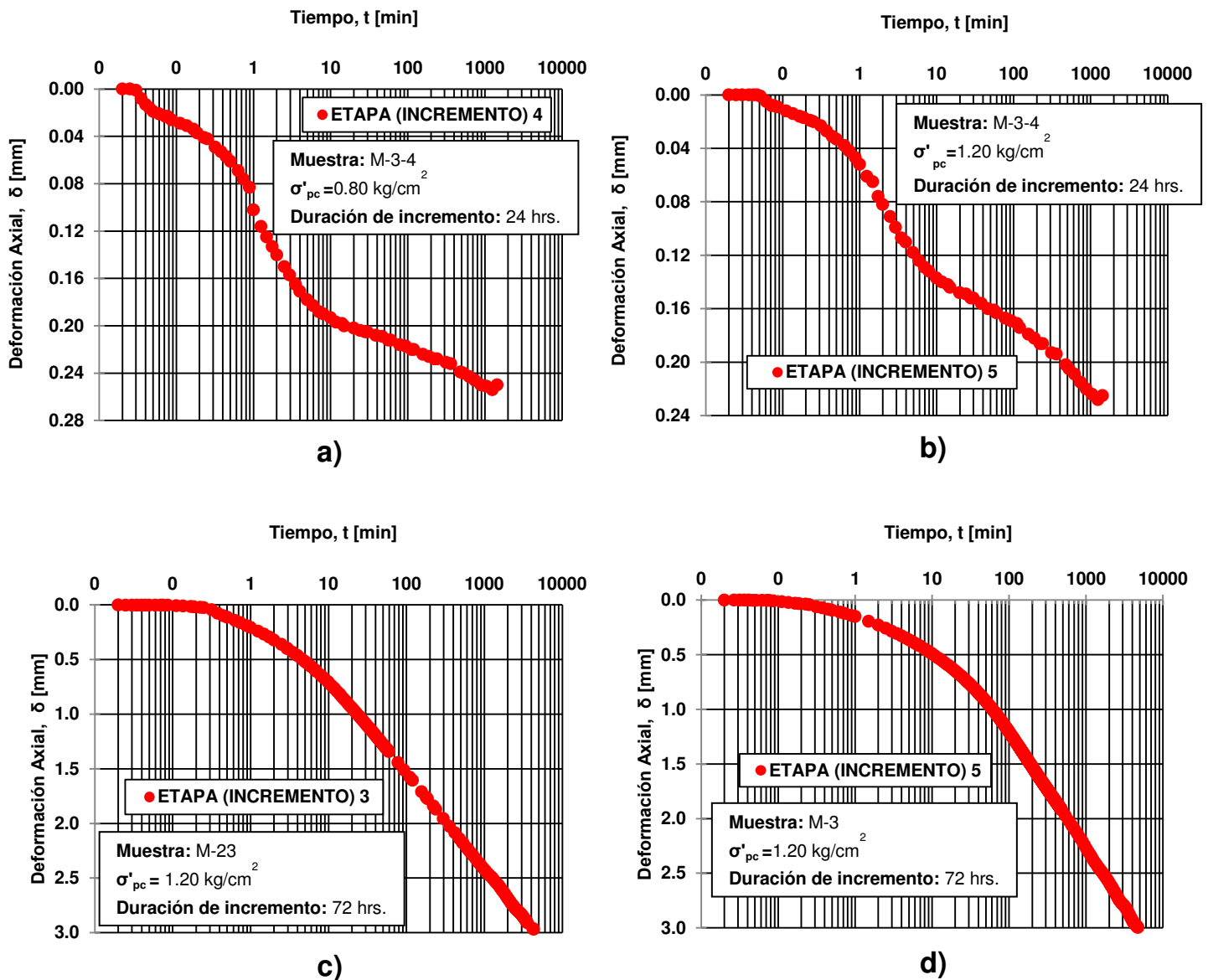


Figura 4.9

Curvas de consolidación:

- a) Muestra M-3-4 con un esfuerzo efectivo de 0.80 kg/cm^2 (curva tipo V) con duración de 24 hrs, b) Muestra M-3-4 con un esfuerzo efectivo de 1.20 kg/cm^2 (curva tipo IV) con duración de 24 hrs, c) Muestra M-23 con un esfuerzo efectivo de 1.20 kg/cm^2 (curva I) con duración de 72 hrs, d) Muestra M-3 con un esfuerzo efectivo 1.20 kg/cm^2 (curva I) con duración de 72 hrs.

La mayoría de las curvas de consolidación, cuyos esfuerzos efectivos aplicados fueron próximos o mayores al esfuerzo de preconsolidación, definieron completamente el proceso de consolidación.

De acuerdo con los resultados obtenidos a partir del análisis de 9 972 curvas de deformación-tiempo; **Marsal y Mazari (1959)** establecieron una clasificación de las mismas, tomando como base 5 formas que se consideran representativas de cada grupo, como se muestra en la **figura 4.10**.

Tipo	Forma	Por ciento	Intervalo de presiones
I		19	$P < P_c$
II		21	$P < P_c$
III		6	$P < P_c$
IV		5	$P = P_c$
V		47	$P > P_c$
Expansión		2	Primer Incremento de Carga

Figura 4.10
Formas de las curvas deformación-logaritmo del tiempo (Marsal y Mazari, 1959).

La definición de cada una de estas curvas es la siguiente:

- **Tipo I.** El rasgo saliente de estas curvas, es que aparentemente no existe compresión primaria. Esta forma se observa cuando la presión actuante es menor que la carga de preconsolidación, de preferencia en los limos y arcillas arenosas.
- **Tipo II.** Es uno de los tipos más comunes de curva, en la cual el tramo de recompresión de la curva e vs p , se distingue porque el período secundario es tan importante como el de compresión primaria. Es característica de arcillas que tienen un elevado contenido de agua natural.
- **Tipo III.** El aspecto de las curvas tipo II parece indicar que en la primera parte de la deformación, la ley es similar a la comentada en el caso anterior, seguida por compresión adicional provocada, aparentemente, por una falla en la estructura de la arcilla.
- **Tipo IV.** Se registra preferentemente cuando la presión media aplicada, es próxima al esfuerzo de preconsolidación.
- **Tipo V.** Es la que más se parece a las curvas experimentales de arcillas marinas o de origen glacial, siendo típica de incrementos cuya presión media es mayor que el esfuerzo de preconsolidación.

En el presente trabajo se analizaron un total de 72 curvas de consolidación, las cuales se clasificaron con respecto a lo determinado por Marsal y Mazari, el resultado de ello fue lo siguiente: 18% de las curvas pertenecen al tipo I, el 14% constituyo las curvas tipo II, 17% las curvas de tipo III, 21% las curvas IV y 8% las curvas de tipo V. Es importante destacar que dos de las curvas de consolidación presentaron expansión, mientras 15 curvas no se clasificaron en ninguno de los tipos antes mencionados.

4.4.3. Curvas de compresibilidad.

Las pruebas de compresibilidad en los suelos finos son utilizadas para encontrar las relaciones de confinamiento, sin presentar deformación lateral. Dicha condición, solo se puede presentar en campo, cuando el espesor del estrato es pequeño, comparado con las dimensiones de la superficie cargada.

La compresibilidad del material ensayado depende en gran medida de la historia de carga a la cual estuvo sometido en el pasado; así mismo, su comportamiento dependerá en un futuro, de las condiciones de carga a las cuales va a ser sometido. En este sentido, se puede decir, que el material tiene una memoria de esfuerzos. De ahí, que se pueda decir que las propiedades de compresibilidad de un suelo están en función de la historia de carga a la que estuvo sometido durante el pasado. Por lo que a variaciones de carga más frecuentes, se producen índices de compresibilidad más altos, y por lo tanto un suelo más compresible.

El programa y los resultados de las pruebas de compresibilidad realizadas en el laboratorio, se presentan en la **tabla 4.3**.

Tabla 4.3 Programa de pruebas de laboratorio ejecutado.
Fuente: Autor.

No.	Muestra	Profundidad [m]	Número de		Rango de presiones de		Compresión [%]	Recuperación [%]	Cc	Cs
			Incrementos	Decrementos	Incrementos [kg/cm ²]	Decrementos [kg/cm ²]				
1	M-3-4	19.10-19.30	6	5.5	0.40-3.50	3.00-0.20	23.53	21.80	1.51	0.05
2	M-3-5	19.10-19.31	7	3	0.20-3.50	3.00-0.40	19.80	13.82	4.11	0.11
3	M-23	16.00-16.20	5	3	0.40-3.00	2.00-0.60	37.52	35.87	3.25	0.09
4	M-3	34.40-34.60	5	3	0.80-4.00	3.00-0.80	26.23	-	6.84	-
5	Campeche		5	3	0.50-3.50	2.00-0.60	3.61	2.77	0.14	0.03
6	6-3	3.40-3.60	5	3	0.40-4.00	2.50-0.80	46.45	44.40	9.96	0.10
7	M-6	51.60-51.80	7	3	0.40-5.00	2.00-0.40	9.52	4.08	1.19	0.16
8	M-2	6.20-6.40	5	3	0.40-3.10	2.00-0.10	51.39	46.66	6.91	0.19
9	12 (1)	8.00-8.20	4	3	0.40-2.00	1.20-0.10	33.37	29.05	6.01	0.16
10	Sec-8	7.09-8.00	6	3	0.10-3.20	1.60-0.10	28.37	22.24	0.67	0.05
11	59-5	38.20-38.40	4	3	0.40-2.60	1.60-0.40	1.06	0.20	0.12	0.03
12	M-4-3	22.40-22.6	5	3	0.10-3.20	1.60-0.10	7.78	6.26	1.18	0.19
13	3-3	13.90-14.10	3	3	0.40-1.60	0.80-0.10	5.25	1.28	1.13	0.26
14	M-10-9	14.40-14.60	4	3	0.10-0.80	0.40-0.10	12.74	7.64	3.59	0.48
15	M-7-5	11.00-11.20	3	2	0.10-0.40	0.20-0.10	7.22	6.76	2.12	0.07

Las curvas de compresibilidad son expuestas en el **Anexo B – Curvas de compresibilidad**, y en ellas se observan la deformación volumétrica, y la relación de vacíos acumulada en cada una de las probetas de suelo ensayadas. Las pendientes obtenidas en dichas curvas, aumentan cuando el tiempo o la magnitud de los incrementos de carga también lo hacen. Esto es, a mayor tiempo de aplicación de incrementos, se obtendrá una mayor compresibilidad. Por lo anterior, es importante considerar la velocidad de aplicación de las cargas, para evaluar correctamente el C_c con el cual se va a determinar los posibles asentamientos del suelo en estudio. En lo que se refiere al tramo de recuperación, en las curvas de los ensayos 2, 7, 10, 11, 12, 13 y 14 se observa una alta recuperación, mientras que en las curvas 1, 3, 4, 5, 6, 8, 9 y 15 la recuperación no fue tan importante, como se expuso en la **tabla 4.3**.

Las curvas de compresibilidad obtenidas de los ensayos de consolidación unidimensional, son comparables a las determinadas por Marsal y Mazari en 1959. Lo cual puede observarse, en las **figuras 4.11 a 4.14**.

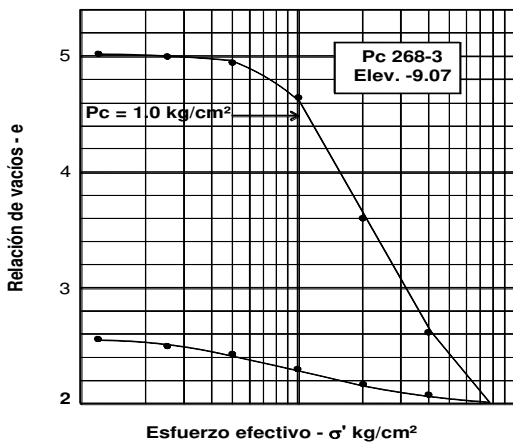


Figura 4.11
Curva de compresibilidad de materiales arcillosos de Xotepingo (PC-268-3) – Marsal y Mazari (1959).

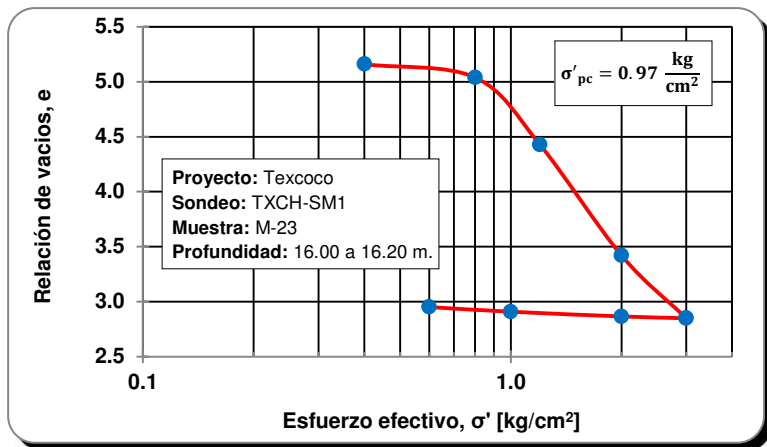


Figura 4.12
Curva de compresibilidad de la relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo del ensaye 3 – Texcoco.

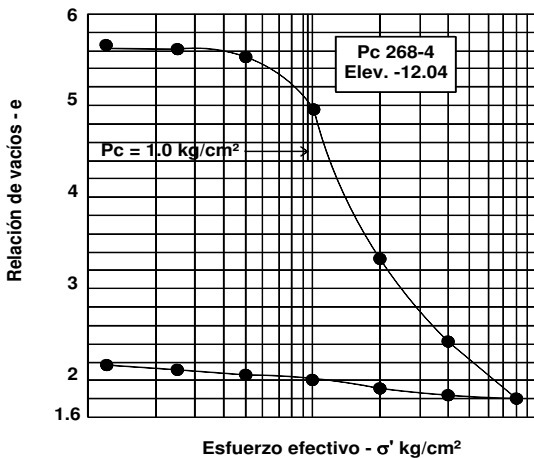


Figura 4.13
Curva de compresibilidad de materiales arcillosos de Xotepingo (PC-368-4) – Marsal y Mazari (1959).

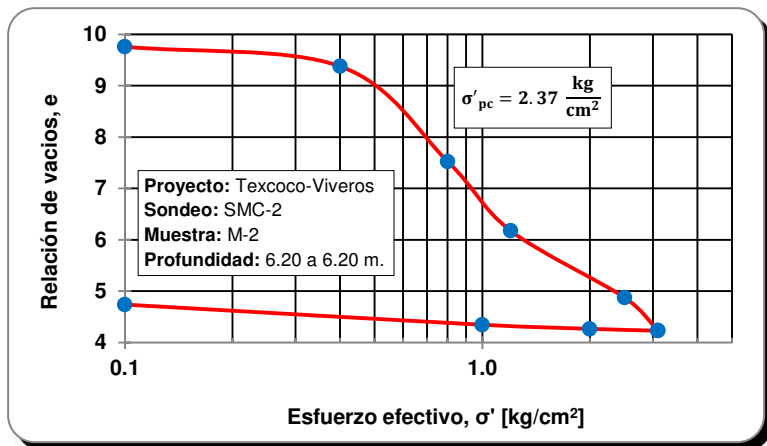


Figura 4.14
Curva de compresibilidad de la relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo del ensaye 8 – Texcoco.

CAPÍTULO 5

**CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE
DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS
PROPIEDADES ÍNDICE**

CAPÍTULO 5

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

5.1. INTRODUCCIÓN.

El índice de compresión es uno de los parámetros mejor conocidos en la mecánica de suelos. Además, es útil tanto en el desarrollo de conceptos teóricos, como en la realización de trabajos prácticos. De ahí, que a lo largo de los años ha existido un gran esfuerzo para realizar investigaciones que permitan establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de suelos cohesivos, con la finalidad de simplificar los procedimientos de identificación del esfuerzo de compresión.

En el presente capítulo se exponen las correlaciones establecidas para obtener el índice de compresión a partir del límite líquido, el índice de plasticidad, el contenido de agua y la relación de vacíos inicial. Estas correlaciones se establecieron para brindar una herramienta práctica en el análisis preliminar de las condiciones de compresibilidad esperadas para los suelos. Por lo tanto este capítulo está enfocado a la determinación del índice de compresión, indispensable para el cálculo de los asentamientos que puede sufrir una estructura, y correlacionarlo con las propiedades índice del suelo.

A menudo en la práctica se requiere resolver problemas que incluyen conjuntos de variables entre las que existen relaciones inherentes, desarrollando en ocasiones análisis de regresión lineal. Este tipo de análisis fue utilizado en el presente trabajo, para definir las diferentes correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice, en las cuales el índice de compresión se conocerá como variable dependiente, y estará en función de: w_L , PI, w y e , llamadas variables independientes. El rango de valores de las variables analizadas es muy extenso, comparados con los que se presentan en otros suelos cohesivos de origen glacial o marino.

Las correlaciones establecidas se basaron en diversos criterios, los cuales se expondrán en este capítulo. En general, los resultados indican que el índice de compresión está correlacionado en mejor medida con la relación de vacíos y el contenido de agua.

5.2. RECOPIACIÓN DE DATOS.

La información recopilada para establecer las correlaciones simples y múltiples de arcillas del valle de México, pertenecen a un total de 104 ensayos de consolidación unidimensional realizados en muestras de esta zona, y los resultados de 15 pruebas realizadas en la celda Rowe, en el laboratorio de Mecánica de Suelos del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Con la finalidad de comparar los resultados obtenidos, y mejorar las correlaciones determinadas, se estableció una base de datos constituida con los resultados antes mencionados, y la información de suelos cohesivos generada por otros autores en diversas partes del mundo. Observando con ello, la variabilidad que tienen los resultados de acuerdo al número y tamaño de la muestra. La información utilizada en la determinación de las correlaciones se distribuyó de la siguiente manera, para el análisis de suelos provenientes del valle de México se manejaron 104 resultados de w_L , PI, w y e ; mientras que para definir las correlaciones a nivel mundial, se reunió la información de 266, 295, 294 y 235 datos para el w_L , PI, w y e , respectivamente. Por otro lado, el procesamiento de la información fue desarrollado con los programas Excel, Statgraphics 2010 y SPSS 15. Antes de exponer la selección y el tratamiento que se le dio a la información, se establecerán las definiciones de los parámetros estadísticos y las medidas de variabilidad que se utilizaron en este trabajo [citados por **Murray (1996)**]. También se presentará brevemente lo referente a la regresión lineal simple y múltiple.

1. **Población.** Es obvio que todo estudio estadístico ha de estar referido a un conjunto de observaciones, cosas o información que se denomina población. Es decir, representa el tamaño de la muestra, siendo la totalidad de los elementos estudiados (finitos o infinitos).
2. **Media.** Se trata de una medida de la tendencia central de los datos, también se conoce como primer momento. La media generalmente está representada por $E(X)$ o μ_x , y puede calcularse para n observaciones con:

$$E(X) = \mu_x = \frac{1}{n} \sum_{n=1}^n x_1 \quad 5.1$$

3. Medidas de variabilidad. Las medidas de variabilidad tienen por objeto medir la magnitud de los desvíos en los valores de la variable, con respecto al valor central de la distribución, es decir, las medidas de variabilidad definen cuan semejante o cuan distinto son cada uno de los valores de la variable con respecto al valor central.

La variabilidad, es la característica más importante de la distribución, ya que constituye una eficaz prueba de validación referida al nivel de significación de las medidas de centralización. Las distintas medidas de variabilidad que se estudiaran son las siguientes:

- **Rango.** El rango o recorrido de una variable, es la diferencia entre los valores extremos ($R_x = x_{máx} - x_{mín}$) de una distribución estadística.
- **Varianza.** Es una medida de dispersión, y nos dice qué tanta variación existe de una muestra a otra, y presenta la medida de los cuadrados de las desviaciones respecto a la media. Es decir, la varianza es el cuadrado de la desviación típica que generalmente se denota por σ^2_x . Esta medida permite identificar la diferencia promedio que hay entre cada uno de los valores respecto a su punto central (media). Este promedio es calculado elevando cada una de las diferencias al cuadrado (con el fin de eliminar los signos negativos), estableciendo el promedio o la media, este resultado se divide con el número de observaciones que se tienen. Si la varianza es calculada para una población, la ecuación es:

$$\text{var}(x) = \sigma^2_x = \sum_{i=1}^K \frac{(x_i - \mu_x)^2 f_i}{N} \quad 5.2$$

Donde σ^2_x representa la varianza, x_i constituye cada uno de los valores, μ_x es la media poblacional y N el número de observaciones o tamaño de la población. En caso que se trabaje con una muestra, la ecuación que se debe emplear es la siguiente:

$$\text{var}(x) = S^2_x = \sum_{i=1}^K \frac{(x_i - \bar{x})^2 f_i}{n - 1} \quad 5.3$$

En la ecuación, S^2 es la varianza, x_i representa cada uno de los valores, \bar{x} indica la media de la muestra, y n el número de observaciones o tamaño de la muestra. La varianza es el resultado promedio de la desviación, pero este valor se encuentra elevado al cuadrado, y se utiliza para probar la significancia del modelo al que se le ajustaron los puntos de la base de datos. Si el resultado es 0, el modelo es altamente significativo.

- **Desviación estándar.** Al analizar una muestra, la desviación estándar indica cuánto pueden alejarse los valores respecto al promedio (media aritmética), siendo la raíz cuadrada de la varianza.

La desviación estándar es una medida del grado de dispersión de los datos respecto al promedio. Además al igual que la media y la varianza, es un índice sensible a los valores extremos. Si la desviación estándar es 0, indica que los valores están cerca de la media (poca dispersión); pero si el valor de este parámetro es $+\infty$, los valores estarán lejos de ella (bastante dispersión). Cuando se calcula la desviación estándar para una población, se utiliza la siguiente ecuación:

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^K x_i^2 f_i}{N} - \mu_x^2} \quad 5.4$$

Y para una muestra,

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^K x_i^2 f_i}{n(n-1)} - \frac{\bar{x}^2}{n-1}} \quad 5.5$$

- **Coefficiente de variación.** Permite comparar la dispersión entre dos poblaciones distintas, e incluso comparar la variación del producto de 2 poblaciones. El coeficiente de variación elimina la dimensionalidad de las variables, y tiene en cuenta la proporción existente entre una medida de tendencia y la desviación estándar. El coeficiente de variación (CV) equivale a la razón entre la media aritmética y la desviación estándar:

$$CV_x = \frac{S_x}{\bar{x}} \cdot 100 \quad 5.6$$

También se conoce como *coeficiente de variación* a la relación entre la *desviación estándar* como medida de dispersión, y la *media* como medida de centralización, lo cual da una idea del grado de incertidumbre asociado a una variable aleatoria.

5.2.1. Análisis de regresión lineal.

El análisis de regresión lineal es una técnica estadística utilizada para estudiar la relación entre variables. Esta técnica se adapta a una amplia variedad de situaciones, tanto en el caso de dos variables (regresión *simple*), como en el de más de dos variables (regresión *múltiple*). El análisis de regresión lineal puede utilizarse para explorar y cuantificar la relación entre una variable llamada dependiente o criterio (Y), y una o más variables llamadas independientes o predictoras (X_1, X_2, \dots, X_n), así como para desarrollar una ecuación lineal con fines predictivos.

Existen diferentes procedimientos para ajustar una función simple, y cada uno de ellos intenta minimizar en medida diferente el grado de ajuste. La elección preferida ha sido tradicionalmente la recta que hace *mínima la suma de los cuadrados de las distancias verticales entre cada punto y la recta*. Esto significa que, existe solamente una recta que consigue que las distancias verticales entre cada punto, y la recta sean mínimas. Algebraicamente, $y = mx + c$ representa una línea recta en la que "x" corresponde a la variable independiente, "y" a la variable dependiente, "m" a la pendiente y "c" a la intersección. La regresión múltiple puede describirse con:

$$y = m_1x_1 + m_2x_2 \dots \dots + m_nx_n + c \quad 5.7$$

Además de acompañar la recta con su fórmula, resulta útil disponer de alguna indicación precisa del grado en el que la esta se ajusta a la nube de puntos. De hecho, la mejor recta posible no tiene por qué ser buena. De forma que cualquiera que sea la nube de puntos y la recta mínimo-cuadrática, se necesita de información adicional, para determinar el grado de fidelidad con el que esa recta describe la pauta de relación existente entre los datos.

Una medida de ajuste que ha recibido gran aceptación en el contexto del análisis de regresión es el *coeficiente de determinación* R^2 , que es el cuadrado del coeficiente de correlación múltiple. Se trata de una medida estandarizada que toma valores entre 0 y 1 (0 cuando las variables son independientes, y 1 cuando entre ellas existe relación perfecta). Este coeficiente posee una interpretación muy intuitiva; que expone el grado de ganancia que podemos obtener al predecir una variable, basándose en el conocimiento que se tiene de otra u otras variables.

La ecuación que se utiliza para determinar el coeficiente de correlación múltiple, es la siguiente:

$$R^2 = 1 - \frac{\text{Suma de cuadrados de los residuos}}{\text{Suma del cuadrado total}} \quad 5.8$$

Los residuos son las diferencias existentes entre las puntuaciones observadas y los pronósticos obtenidos con la recta. La R^2 también representa la proporción de varianza de la variable dependiente, que está explicada por la variable independiente. La *R cuadrada corregida* es una corrección baja de R^2 . El presente trabajo se integra de diversos resultados de ensayos de laboratorio, y una variable independiente, por lo que los dos valores de R^2 (el corregido y el no corregido) son prácticamente iguales.

El *error típico de la estimación* (denominado S_e) es la desviación estándar de los residuos, es decir, la desviación estándar de las distancias existentes entre las puntuaciones en la variable dependiente (Y_i) y los pronósticos efectuados con la recta de regresión (\hat{Y}_i), aunque no exactamente, pues la suma de las distancias al cuadrado están divididas por $n-2$.

$$S_e = \sqrt{\frac{\sum(Y_i - \hat{Y}_i)^2}{(n - 2)}} \quad 5.9$$

En realidad este error típico es la raíz cuadrada de la *media cuadrática residual*, y representa una medida de la parte de variabilidad de la variable dependiente, que no es explicada por la recta de regresión. En general, cuanto mejor es el ajuste, más pequeño es este error típico. Otro instrumento que permite determinar la posible relación lineal existente entre pares de variables, es el *coeficiente de correlación*. Este parámetro estadístico, proporciona información sobre la relación lineal existente entre dos variables cualesquiera. Básicamente, esta información se refiere a dos características de la relación lineal: la dirección o sentido y la cercanía o fuerza.

El coeficiente de correlación está representado por un número entre -1 y +1, el cual mide la tendencia recíproca entre dos variables que se observan al mismo tiempo. Estos valores representan una relación lineal directa perfecta entre las variables, mientras que un valor de 0 expone que no existe relación lineal.

5.3. SELECCIÓN Y TRATAMIENTO DE INFORMACIÓN.

Debido a que cualquier propiedad índice es fácil y rápida de obtener, estas pueden utilizarse como variables para determinar correlaciones con el índice de compresión, por lo que deben escogerse las más adecuadas para ello. Es decir, aquellas que tengan alguna

relación física con la variable dependiente, además de tomar en cuenta la cantidad y calidad de datos disponibles.

Para el siguiente trabajo se realizaron gráficas de regresión lineal con el límite líquido, el índice de plasticidad, el contenido de agua y la relación de vacíos, siendo las 4 variables independientes más adecuadas para utilizarse en el estudio.

1. **Límite líquido [w_L]:** Esta propiedad depende del tipo de suelo, el tamaño y superficie de las partículas. Lo cual implica las propiedades de la fase sólida del suelo, para determinar la capacidad de retención de agua intersticial en su estructura.
2. **Índice de plasticidad [PI]:** Indica la magnitud del intervalo de agua en el cual el suelo posee consistencia plástica. Las investigaciones han probado que la plasticidad de un suelo, depende del contenido de partículas finas de forma laminar; ya que éstas ejercen una influencia importante en la compresibilidad del suelo, mientras que el pequeño tamaño propio de esas partículas, hace que la permeabilidad del conjunto sea muy baja.
3. **Contenido de agua [w]:** Se seleccionó el contenido de agua por la cantidad de valores disponibles y la confiabilidad de su obtención.
4. **Relación de vacíos [e]:** Diversos autores han dado énfasis en la dependencia entre el índice de compresión y la relación de vacíos, lo cual es lógico, ya que el índice de compresión se deriva de la curva de compresibilidad, y representa la reducción de vacíos debido a la expulsión de agua o aire, resultado del incremento de esfuerzos sobre el suelo. Por tal razón, la relación de vacíos es directamente proporcional a la cantidad de compresión que puede presentarse en el suelo.

Con las propiedades índice y las características de compresibilidad de los sondeos geotécnicos recopilados (**véase tablas 5.1-a y 5.1-b**) se graficaron diversas correlaciones.

En las **figuras 5.1 a 5.10**, se presentan diagramas de dispersión que ofrecen una idea bastante aproximada sobre el tipo de relación existente entre dos variables, observando el grado en el que la nube de puntos se ajusta a una línea recta.

Algunas de las gráficas realizadas, no guardaron ninguna relación con el resto de los datos, por lo que no se tomaron en cuenta para obtener las correlaciones finales.

Tabla 5.1-a
Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del valle de México

Autor	Profundidad [m]	w_L [%]	w_p [%]	PI [%]	w [%]	e	G_s	C_c
Ayala (2011)	19.10	276.20	103.77	172.43	161.09	3.28	2.58	1.51
	19.10	276.20	103.77	172.43	161.09	4.59	2.58	4.11
	16.00	191.47	77.49	113.98	201.92	5.16	2.47	3.25
	34.40	235.68	76.27	159.41	196.72	5.17	2.63	6.84
	Desconocida	69.03	34.37	34.66	36.36	0.99	2.72	0.14
	3.40	370.31	114.41	255.90	160.52	4.72	2.63	9.96
	51.60	182.82	85.60	97.22	94.88	2.57	2.43	1.19
	6.20	313.71	92.41	221.30	339.56	8.04	2.89	6.91
8.00	266.97	106.46	160.51	290.07	8.77	3.06	6.01	
Vázquez (2009)	6.00	169.62	47.92	121.70	136.49	4.06	2.34	3.28
	9.00	183.35	57.64	125.71	155.61	4.19	2.44	2.31
Hidalgo (2006)	47.20	255.80	71.40	184.40	242.70	6.13	2.53	5.52
	47.20	255.80	71.40	184.40	223.30	5.65	2.53	4.68
	34.40	244.10	92.30	151.80	246.60	7.54	2.73	4.91
	34.40	244.10	92.30	151.80	229.40	6.55	2.73	4.43
	22.35	385.00	141.00	244.00	274.20	7.26	2.58	5.62
Carreón (2006)	1.84	364.00	211.00	153.00	290.00	5.90	2.13	0.78
	2.44	141.00	92.00	49.00	88.00	4.20	2.09	2.14
	3.75	164.00	102.00	62.00	91.00	1.58	1.53	0.39
	7.39	260.00	162.00	98.00	154.00	2.15	1.75	0.41
	9.20	151.00	59.00	92.00	199.00	2.35	2.06	1.30
	11.90	215.00	91.00	124.00	195.00	3.70	2.25	1.99
	12.70	200.00	100.00	100.00	234.00	4.50	2.16	2.42
	14.80	215.00	104.00	111.00	204.00	4.40	2.06	1.64
Ovando (2006)	3.80	131.40	55.12	76.28	194.00	4.52	2.33	2.93
	2.00	386.80	113.51	273.29	433.00	11.21	2.57	6.87
	3.60	277.20	52.85	224.35	282.00	8.35	2.95	5.80
	5.80	347.00	92.85	254.15	213.00	5.44	2.57	3.45
	8.40	182.80	69.82	112.98	158.00	4.13	2.60	2.60
	22.00	152.00	62.79	89.21	174.00	4.20	2.60	1.99
	37.40	149.60	50.40	99.20	168.00	4.16	2.47	1.36
	33.20	247.00	63.98	183.02	227.00	6.04	2.66	5.54
	40.80	172.00	87.87	84.13	135.00	3.93	2.76	2.73
	27.40	214.00	95.55	118.45	197.00	4.98	2.52	4.30
	24.00	202.00	59.62	142.38	189.00	4.39	2.31	2.30
	9.80	192.00	62.74	129.26	252.00	6.26	2.50	4.13
	6.60	402.00	121.14	280.86	202.00	5.95	2.67	5.40
	3.60	327.00	86.32	240.68	423.00	10.69	2.50	9.63
	22.20	262.00	42.05	219.95	215.00	6.16	2.87	4.93
	18.20	280.20	56.13	224.07	310.00	8.85	2.86	6.81
	14.20	198.00	48.65	149.35	248.00	7.03	2.84	4.49
	11.20	235.00	59.51	175.49	325.00	9.28	2.85	4.81
	45.40	146.01	85.53	60.48	172.00	4.48	2.62	2.90
	22.60	242.00	93.86	148.14	238.00	6.67	2.81	5.44
	8.40	311.00	63.97	247.03	335.00	9.41	2.82	6.56
	2.60	151.00	40.79	110.21	158.00	4.46	2.83	2.21
	39.20	206.00	38.32	167.68	203.00	5.53	2.74	5.05
33.70	248.80	47.28	201.52	355.00	9.67	2.73	8.73	
3.35	318.00	82.26	235.74	278.00	8.17	2.87	4.50	

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

Tabla 5.1-b
Base de datos para el establecimiento de las correlaciones del valle de México

Autor	Profundidad [m]	w_L [%]	w_P [%]	PI [%]	w [%]	e	G_s	C_c
Ovando (2006)	21.10	234.50	67.23	167.27	315.00	8.76	2.78	6.67
	12.30	213.50	45.45	168.05	257.00	7.22	2.81	2.49
	6.30	118.00	45.68	72.32	91.00	2.50	2.66	1.05
	11.60	342.00	58.04	283.96	459.00	13.22	2.88	10.14
	4.60	217.00	70.49	146.51	290.00	8.54	2.96	4.83
	34.20	325.00	49.99	275.01	295.00	8.76	2.98	8.61
	28.20	297.80	84.37	213.43	342.00	10.34	3.04	9.36
	44.50	203.00	55.00	148.00	246.00	7.45	3.03	5.37
	22.00	143.20	65.91	77.29	326.00	9.47	2.92	6.53
	33.40	374.00	95.06	278.94	425.00	10.77	2.53	7.02
	26.40	468.00	123.32	344.68	489.00	14.10	2.89	10.05
	18.80	346.90	84.73	262.17	384.00	9.42	2.46	8.19
	13.00	396.37	103.00	293.37	426.00	10.99	2.57	6.76
	9.00	363.00	90.35	272.65	372.00	9.26	2.46	5.79
	4.40	397.00	175.64	221.36	392.00	10.23	2.60	7.24
	46.60	198.00	58.79	139.21	164.00	4.95	2.93	4.19
	33.60	278.00	67.04	210.96	271.00	6.80	2.51	6.59
	18.60	198.00	58.79	139.21	181.00	4.89	2.69	2.62
	10.60	250.00	72.77	177.23	248.00	6.37	2.56	4.10
	4.60	156.00	53.68	102.32	134.00	3.48	2.58	1.36
	13.50	60.40	32.32	28.08	47.00	1.24	2.50	0.16
	2.60	74.05	39.48	34.57	94.00	2.43	2.50	1.34
	8.80	146.00	63.57	82.43	202.00	6.28	2.93	3.69
	17.50	205.00	80.65	124.35	182.00	5.66	2.99	1.59
	12.90	81.40	63.57	17.83	104.00	2.96	2.62	1.32
	3.20	162.00	58.22	103.78	262.00	7.19	2.63	6.08
	16.02	279.00	74.01	204.99	230.00	6.10	2.65	3.92
	8.20	142.50	59.17	83.33	130.00	4.21	2.81	2.17
	22.15	81.20	33.41	47.79	89.00	2.37	2.59	1.02
	17.70	240.30	50.52	189.78	221.00	5.94	2.64	4.03
	8.70	178.00	63.97	114.03	178.00	4.96	2.52	2.39
	4.60	140.80	55.42	85.38	162.00	4.25	2.46	1.97
	10.60	233.50	52.27	181.23	221.00	5.50	2.49	4.16
	14	212.25	44.47	167.78	210.00	4.84	2.31	2.76
	18.20	187.50	37.85	149.65	188.00	4.73	2.51	3.36
	25.17	140.40	75.46	64.94	100.00	2.61	2.42	0.69
	19.70	170.20	45.83	124.37	161.00	4.30	2.67	3.33
	8.20	295.00	44.93	250.07	282.00	6.99	2.46	6.81
	20.20	188.00	53.32	134.68	185.00	5.04	2.60	3.65
	12.30	220.00	70.04	149.96	275.00	7.51	2.70	5.44
	7.20	206.00	71.58	134.42	388.00	11.15	2.81	6.72
	3.38	94.00	40.91	53.09	96.00	2.60	2.72	0.93
	24.90	121.60	40.52	81.08	191.00	4.42	2.32	3.80
	16.40	255.00	76.18	178.82	322.00	8.16	2.44	7.32
	13	78.20	54.07	24.13	111.00	2.86	2.48	1.42
7.40	292.00	62.57	229.43	361.00	8.56	2.36	6.16	
3.60	310.00	72.28	237.72	321.00	7.65	2.37	4.82	
20.10	218.00	58.00	160.00	204.00	5.58	2.72	4.20	
14.40	92.00	58.00	34.00	110.00	3.03	2.66	1.31	
6.20	346.00	79.81	266.19	313.00	8.56	2.70	5.28	
3.20	330.00	85.97	244.03	329.00	9.18	2.68	4.69	
3.00	390.00	78.78	311.22	425.00	12.68	2.98	6.17	

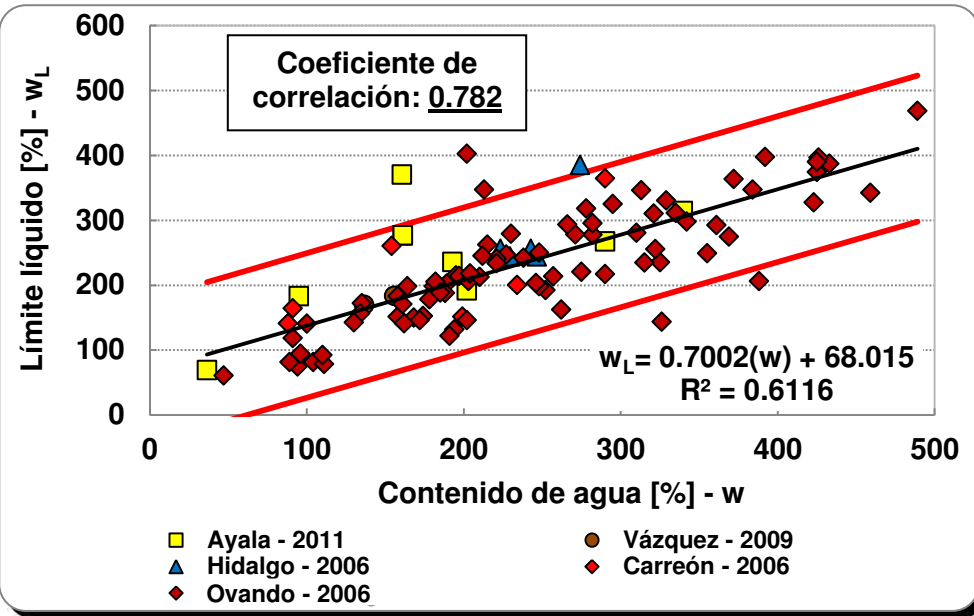


Figura 5.1

Correlación entre el contenido de agua y el límite líquido de suelos cohesivos del valle de México.

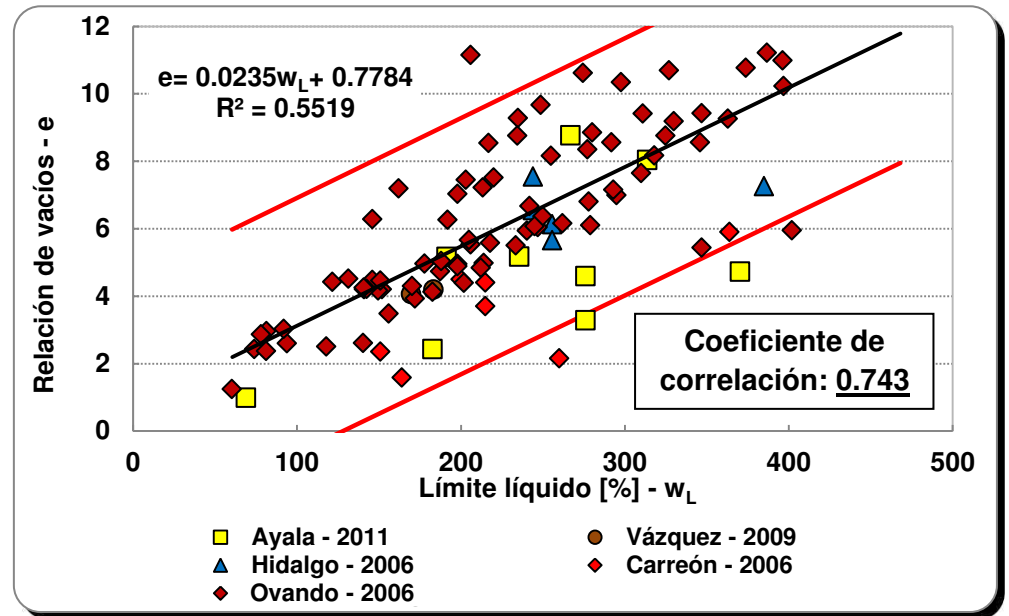


Figura 5.2

Correlación entre el límite líquido y la relación de vacíos de suelos cohesivos del valle de México.

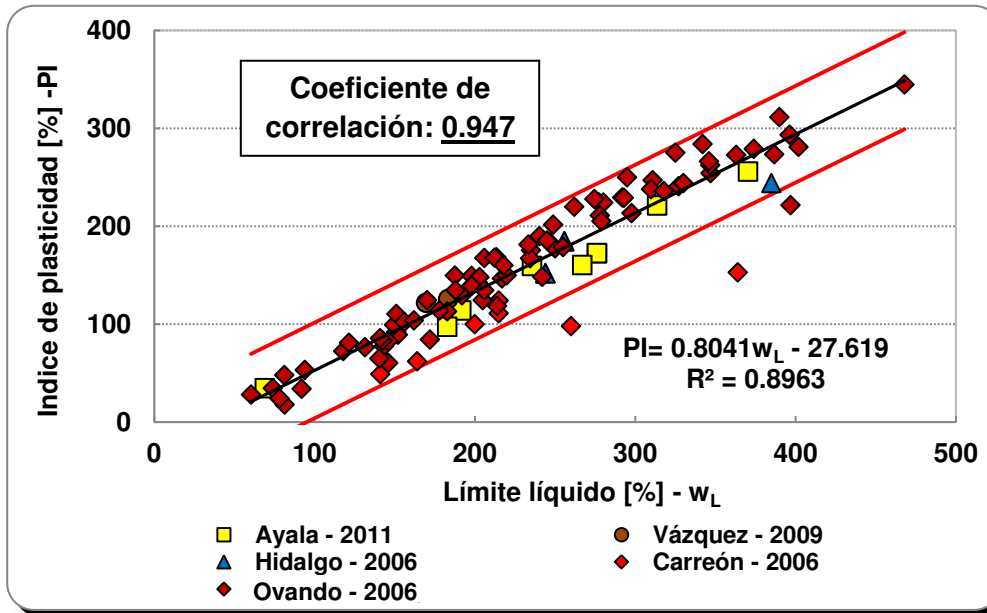


Figura 5.3

Correlación entre el límite líquido y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México.

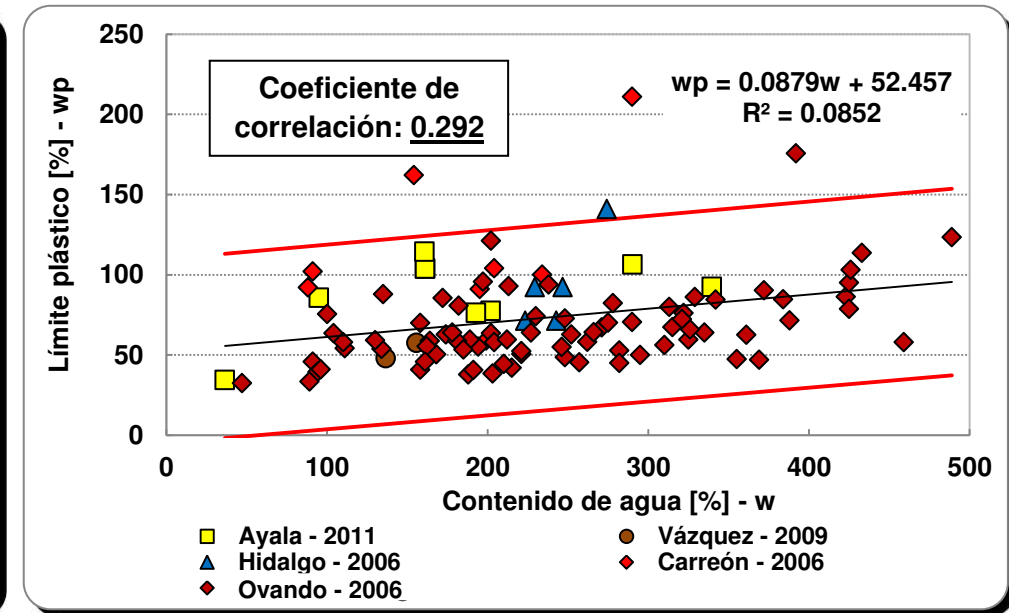


Figura 5.4

Correlación entre el contenido de agua y el límite plástico de suelos cohesivos del valle de México.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

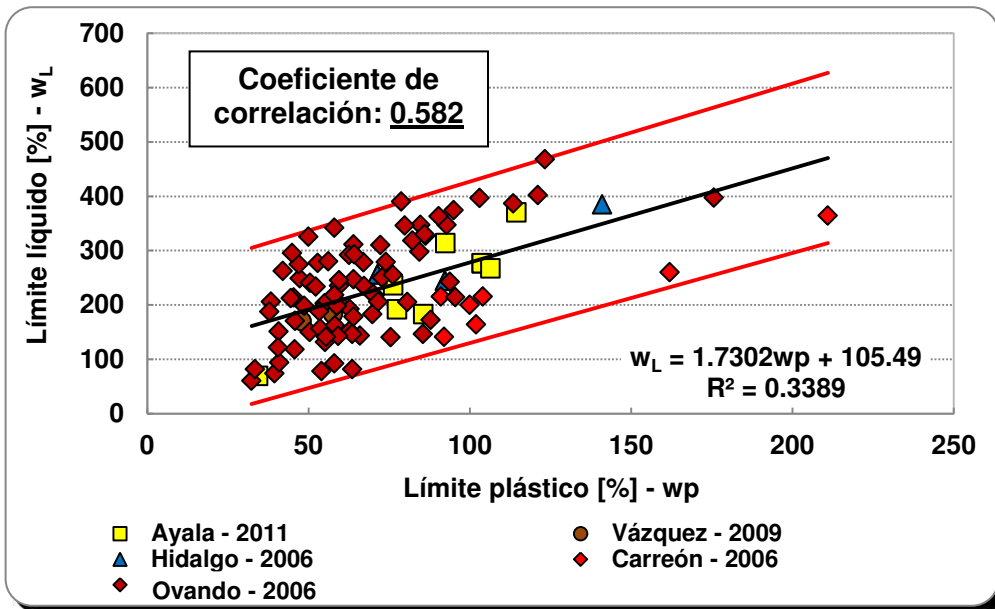


Figura 5.5

Correlación entre el límite plástico y el límite líquido de suelos cohesivos del valle de México.

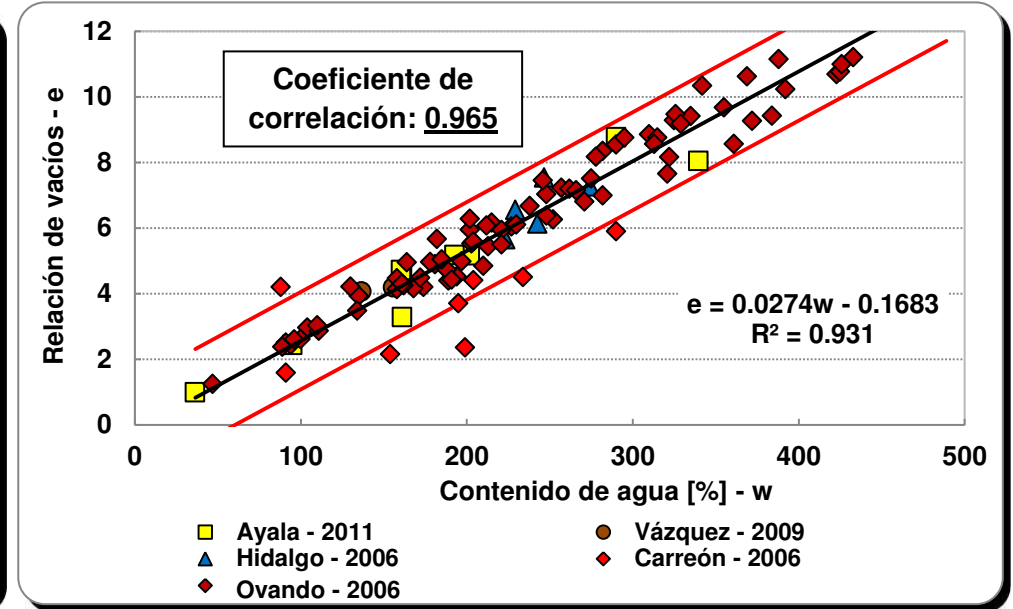


Figura 5.6

Correlación entre el contenido de agua y la relación de vacíos de suelos cohesivos del valle de México.

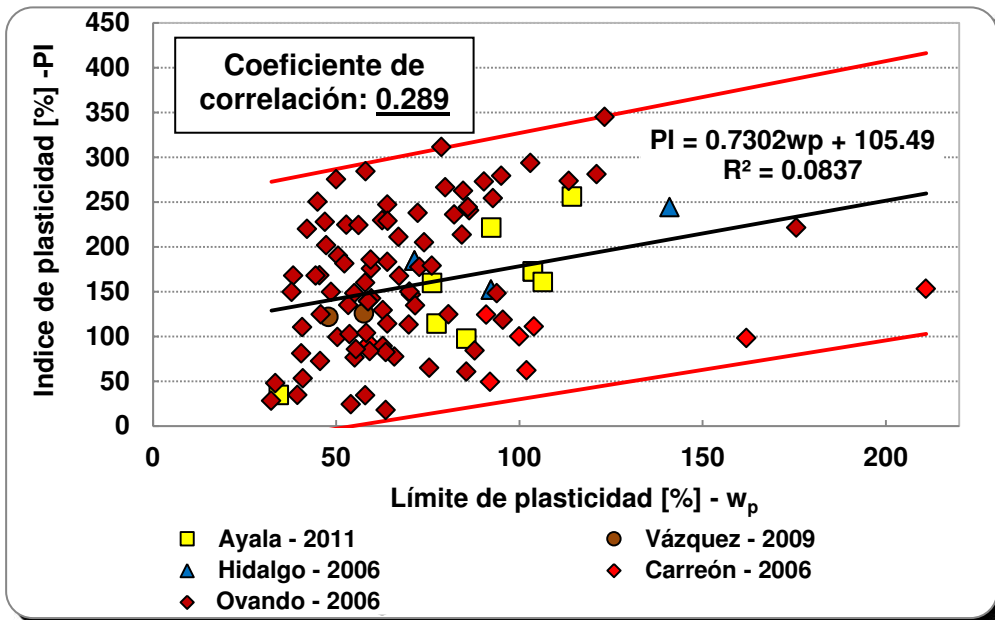


Figura 5.7

Correlación entre el límite plástico y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México.

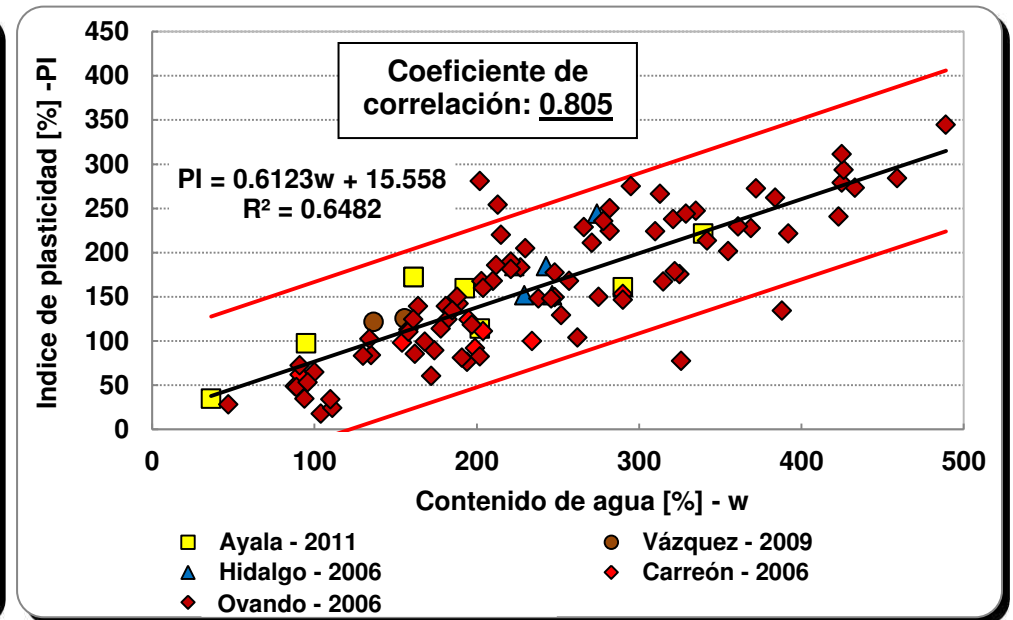


Figura 5.8

Correlación entre el contenido de agua y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México.

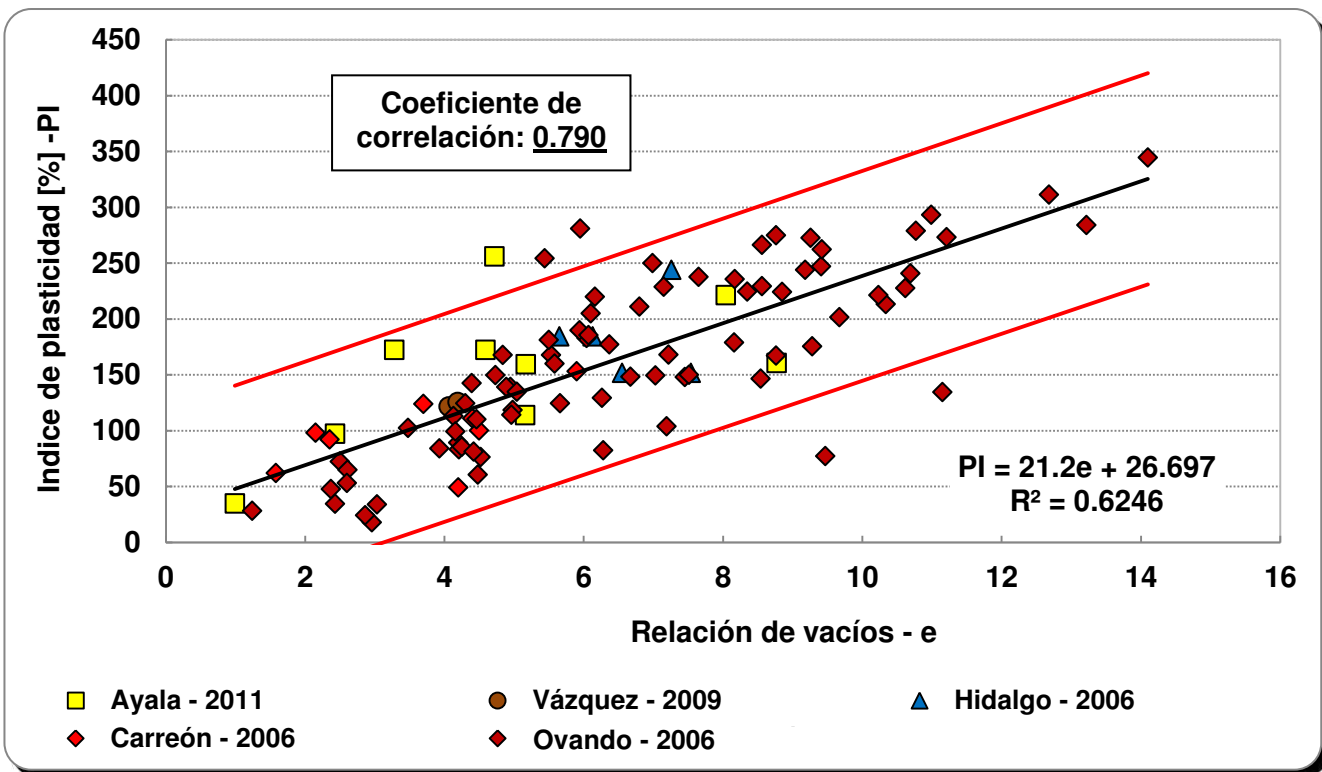


Figura 5.9

Correlación entre la relación de vacíos y el índice de plasticidad de suelos cohesivos del valle de México.

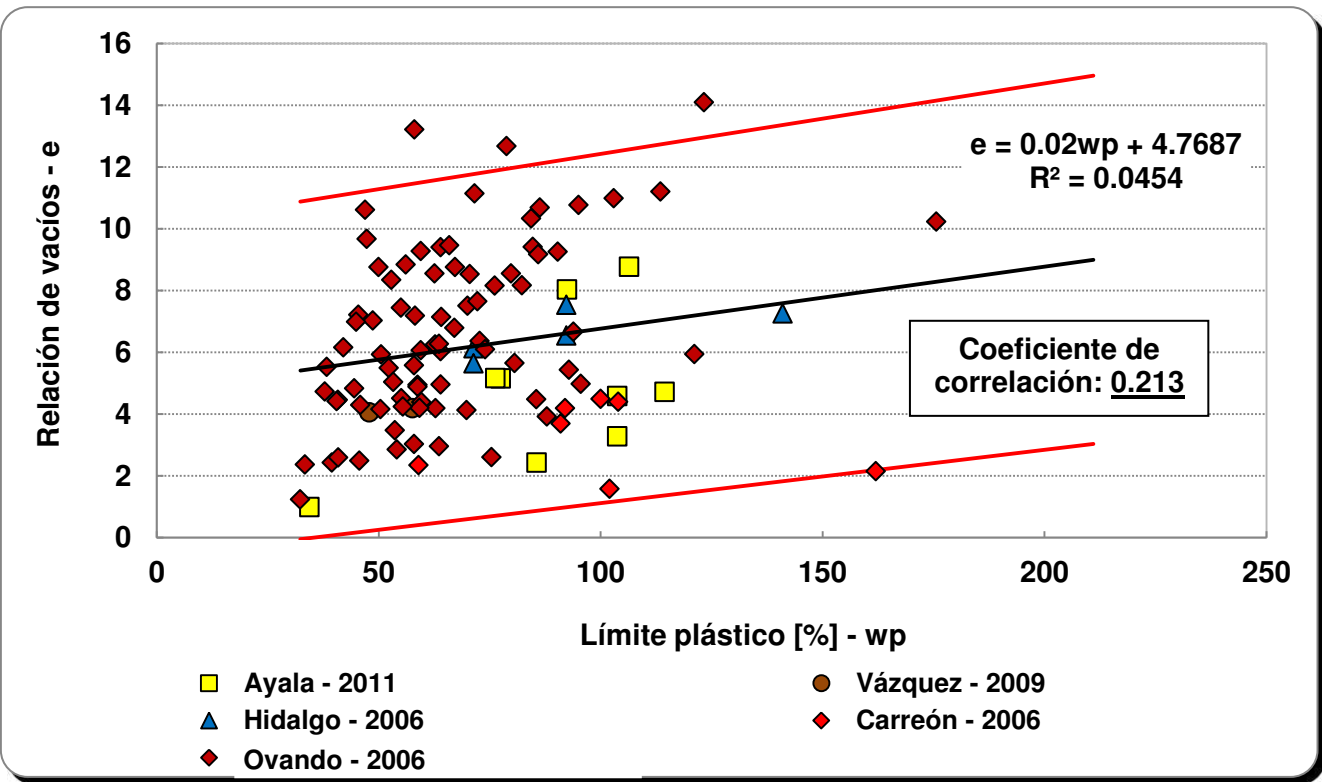


Figura 5.10

Correlación entre el límite plástico y la relación de vacíos de suelos cohesivos del valle de México.

En la **tabla 5.2** se muestra el coeficiente de correlación obtenido entre las variables independientes, lo cual permitió la selección de aquellas que se utilizaron finalmente para el análisis y determinación de los modelos, con una o varias variables.

Tabla 5.2. Matriz de correlación entre dos grupos de variables.

	w_L [%]	w_p [%]	PI [%]	w [%]	e
w_L [%]	1.00				
w_p [%]	0.582	1.00			
PI [%]	0.947	0.289	1.00		
w [%]	0.782	0.292	0.805	1.00	
e	0.743	0.213	0.790	0.965	1.00

La matriz de correlación presenta la relación lineal entre todas las combinaciones posibles entre dos variables. Un valor de +/- 1 representa una relación lineal perfecta entre dos variables, mientras que una nula relación, representa un valor igual o cercano a cero del coeficiente. Es evidente que la variable independiente w_p es la que presenta menor relación con el C_c , mientras que en w_L , PI , w y e , se observa una correlación positiva muy fuerte. Por otro lado, los pares de variables (w_L , PI), (w_L , w), (w , e), (PI , w), (PI , e), también son altos y positivamente relacionados.

5.3.1. Evaluación de la correlación entre C_c y los parámetros w_L , PI , w y e .

El límite líquido de los suelos en estudio son generalmente altos, con valores medidos desde 60.40 hasta 468%. En la **figura 5.11**, se muestra la correlación positiva que existe entre el límite líquido y el índice de compresión, así como el intervalo de predicción externo para nuevas observaciones al 95% de confianza. El análisis se realizó a través del ajuste de mínimos cuadrados, teniendo como resultado el siguiente modelo lineal:

$$C_c = 0.0199w_L - 0.3406 \qquad 5.10$$

El coeficiente de correlación determinado entre los valores del límite líquido e índice de compresión es de 0.708.

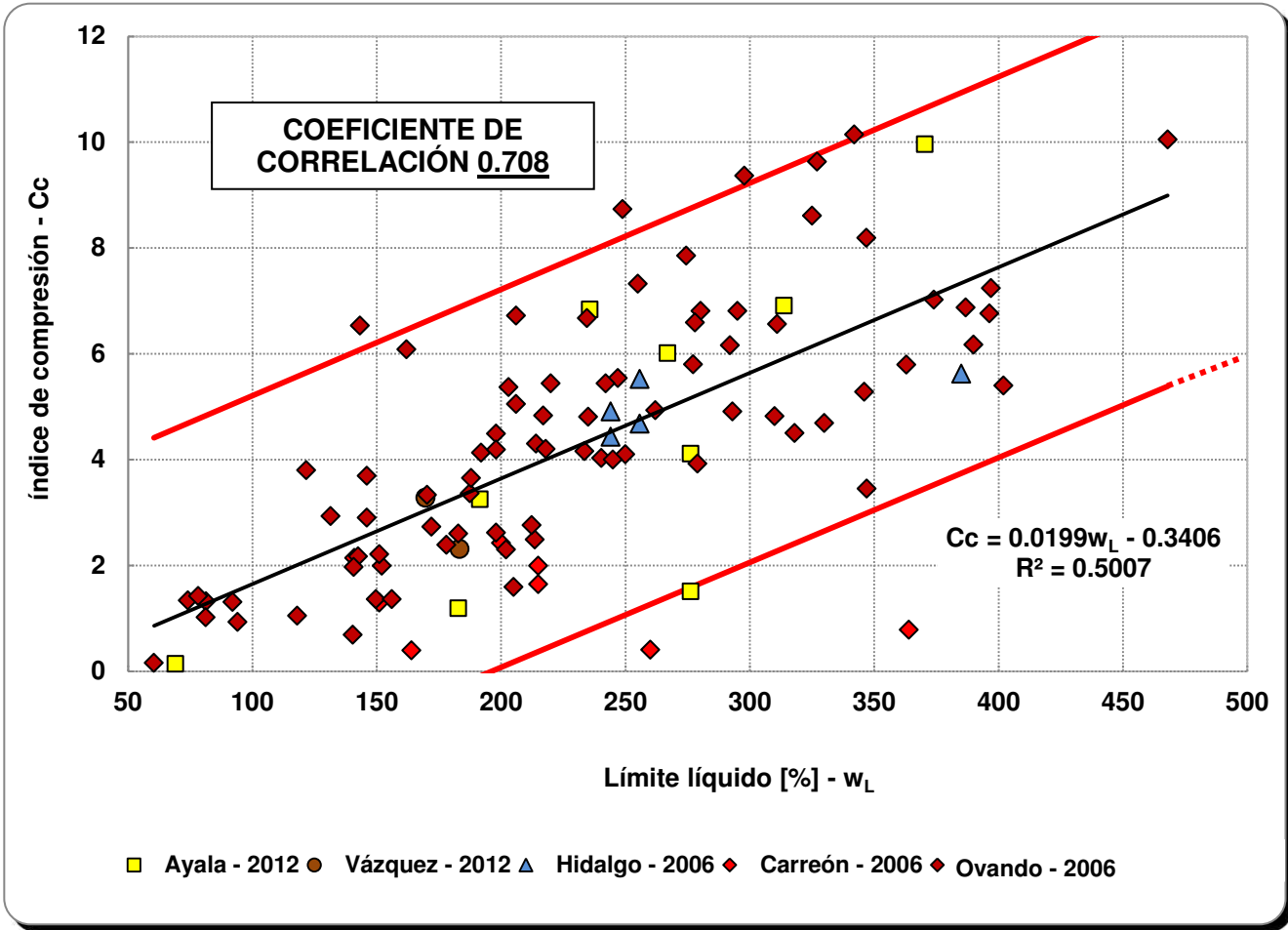


Figura 5.11
Correlación entre el límite líquido y el índice de compresión para arcillas del valle de México.

Por otro lado, la figura 5.12 muestra la gráfica de dispersión entre el índice de plasticidad y el índice de compresión, cuya ecuación de correlación es:

$$C_c = 0.0258PI + 0.1812 \quad 5.11$$

El coeficiente de correlación determinado para esta ecuación fue de 0.778, teniendo como valor promedio del índice de plasticidad 158.82 %, y valores extremos de 17.83 a 344.68%. Con respecto al contenido de agua, se observan parámetros altos, presentándose valores por encima de 400 %. El coeficiente de correlación entre los valores del contenido de agua y el índice de compresión es de 0.89, la nube de dispersión se muestra en la figura 5.13.

$$C_c = 0.0217w - 0.8579 \quad 5.12$$

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

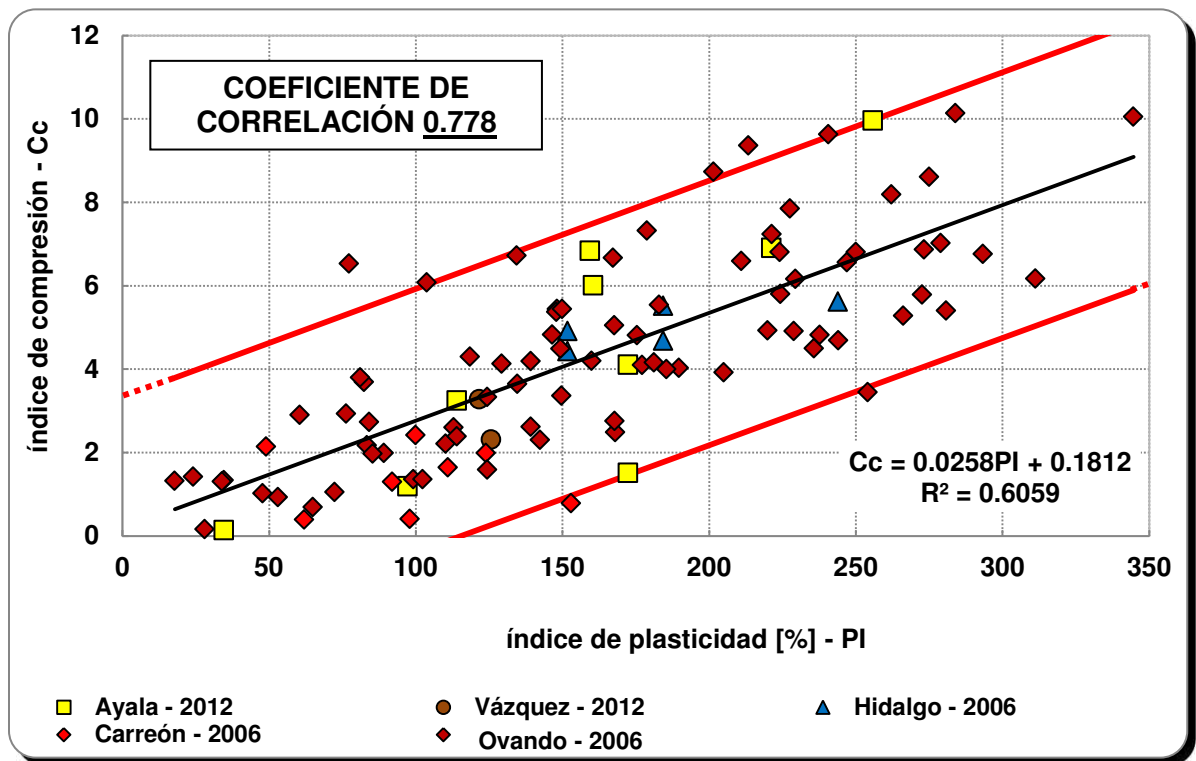


Figura 5.12
Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de compresión para arcillas del Valle de México.

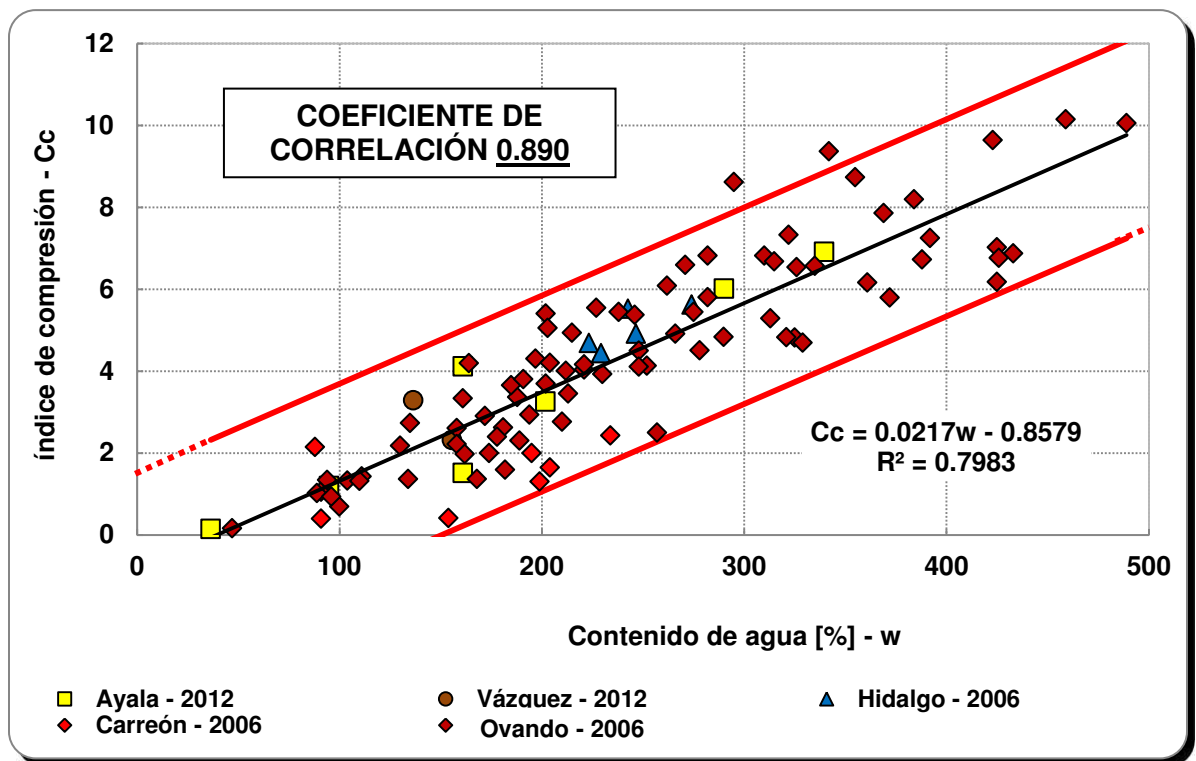


Figura 5.13
Correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión para arcillas del valle de México.

Debido a la alta correlación existente entre w y C_c , se puede decir que el contenido de agua del suelo, provee una buena identificación de la magnitud del índice de compresión.

Por otra parte, en la **figura 5.14** se muestra la correlación positiva que existe entre la relación de vacíos y el índice de compresión con un coeficiente de correlación de 0.94, el más alto de las 4 correlaciones expuestas. La relación de vacíos presenta valores mínimos de 0.99 y máximos hasta del orden de 14.10, estos últimos valores son representativos de la arcilla del valle de México. La ecuación representativa de esta relación es la que a continuación se muestra:

$$C_c = 0.7974e - 0.8589 \quad 5.13$$

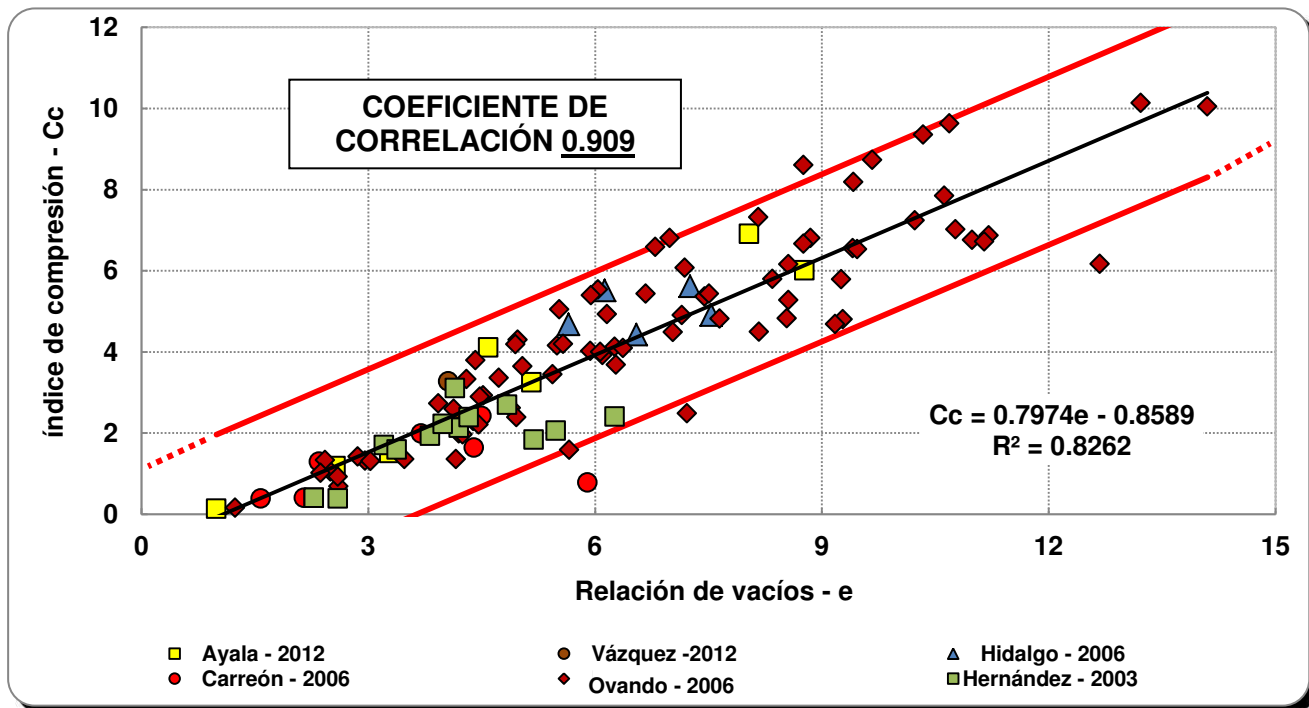


Figura 5.14
Correlación entre la relación de vacíos y el índice de compresión para arcillas del valle de México.

Comparando los resultados de las cuatro correlaciones anteriores, la correspondiente a la relación de vacíos es la que presenta los mejores resultados, mientras que la correlación obtenida con el límite líquido, es la que expone el menor coeficiente de correlación, y por lo tanto, la menor aproximación a la variable dependiente, C_c . Se sugiere tomar valores mayores de 32, 10, 15 y 0.90 para el límite líquido, índice de plasticidad, contenidos de agua y relación de vacíos, respectivamente. Con el objetivo de obtener un resultado positivo del índice de compresión en las estimaciones que se requieran.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

En la **tabla 5.3** se presenta un resumen estadístico de las cuatro variables analizadas para el establecimiento de las correlaciones, realizado con el programa Statgraphics 2010. Dicha tabla incluye el tamaño de la muestra, los valores mínimos y máximos, la media, la varianza, la desviación estándar, el coeficiente de variación y de correlación R^2 , R^2 corregida y el error típico de la estimación.

Tabla 5.3. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índices de arcillas Valle de México.

Parámetros	w_L [%]	C_c	PI [%]	C_c	w [%]	C_c	e	C_c
Población	104		104		104		104	
Valor mínimo	60.40	0.14	17.83	0.14	36.36	0.14	0.99	0.14
Valor máximo	468.00	10.14	344.68	10.14	489.00	10.14	14.10	10.14
Media	231.86	4.28	158.82	4.28	234.56	4.24	5.99	3.91
Varianza	7 637.92	6.07	5 510.45	6.07	9710.03	5.74	7.53	5.79
Desviación estándar	87.39	2.46	74.23	2.46	98.54	2.40	2.74	2.41
Coeficiente de variación [%]	37.69	57.51	46.74	57.51	42.01	56.54	45.82	61.48
Coeficiente de correlación	0.708		0.778		0.890		0.909	
R^2 [%]	50.07		60.59		79.83		82.62	
R^2-corregida [%]	49.57		60.20		79.62		82.47	
Error típico de la estimación	1.75		1.55		1.08		1.00	
Ecuación	$C_c=0.0199w_L-0.3406$		$C_c= 0.0258PI+0.1812$		$C_c=0.0217w-0.8579$		$C_c=0.7974e-0.8589$	

La resta de los valores máximos y mínimos representa el rango de variación de las propiedades índice utilizadas para el establecimiento de las correlaciones. El coeficiente de correlación presentado entre las cuatro variables independientes y el índice de compresión, indica una relación fuerte entre las variables, mientras que el valor estadístico de R^2 , indica el porcentaje de ajuste del modelo con respecto a la variabilidad en el índice de compresión. De acuerdo con los resultados, la relación de vacíos es la que expone el mayor ajuste.

5.4. MODELO CON PARÁMETROS MÚLTIPLES DE SUELO.

En 1976 Azzouz reportó en sus trabajos, que pueden determinarse correlaciones más confiables del índice de compresión, al incluirse más de una propiedad índice para estimarlo. Por lo que en este apartado se decidió realizar un análisis con más de una variable independiente. La selección de las variables independientes se basó en el coeficiente de correlación presentado entre ellas, lo cual se expuso en la **tabla 5.1**. Destacando las altas y positivas correlaciones de los siguientes pares de variables: (w_L , PI), (w_L , w), (PI, w), (PI, e) y (w, e). Se utilizó el programa SPSS 19 para determinar la ecuación de correlación entre las variables, y la nube que ajustó la superficie de los datos capturados, presentando un resumen estadístico, y una gráfica en 3D como resultados. Los rangos de valores de las variables independientes son los mismos que fueron

expuestos en el punto 5.3, utilizados en el establecimiento de correlaciones simples. Por lo tanto, no se profundizará en ello. En las **figuras 5.15 a 5.19**, se exponen las correlaciones positivas que existen entre el índice de compresión y las variables independientes establecidas. El análisis se realizó a través del ajuste de mínimos cuadrados, teniendo como resultado los modelos polinomiales lineales que se exponen en las figuras. La **tabla 5.4** presenta el resumen estadístico obtenido de las relaciones entre el límite líquido, el índice de plasticidad, el contenido de agua, la relación de vacíos y el índice de compresión, por medio de la regresión múltiple más óptima.

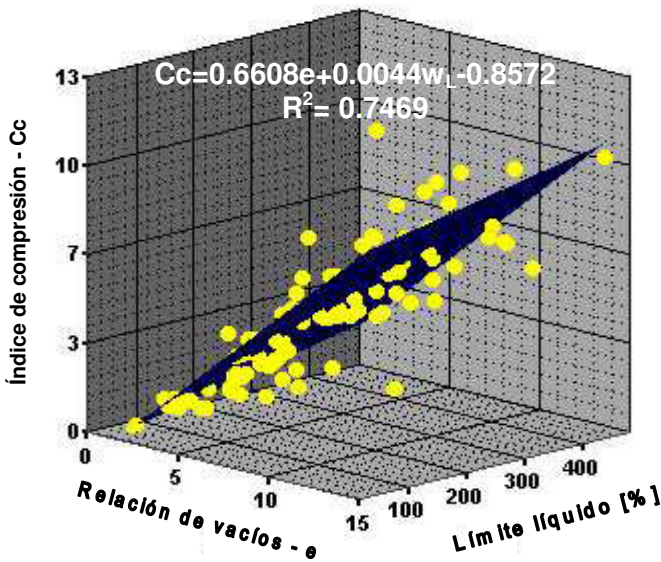


Figura 5.15

Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el límite líquido y el índice de compresión.

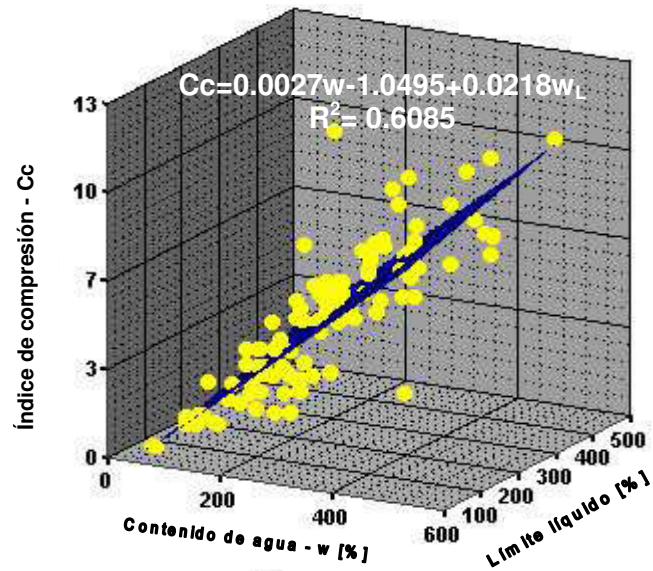


Figura 5.16

Correlación múltiple entre el contenido de agua, el límite líquido y el índice de compresión.

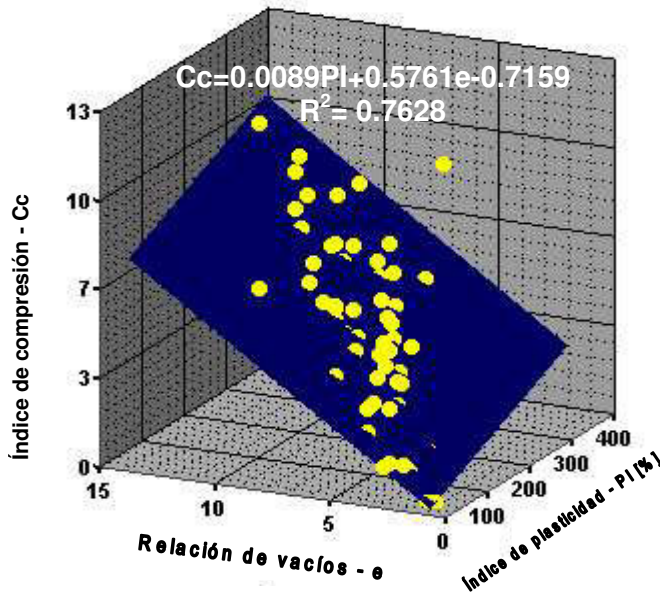


Figura 5.17

Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el índice de plasticidad y el índice de compresión.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

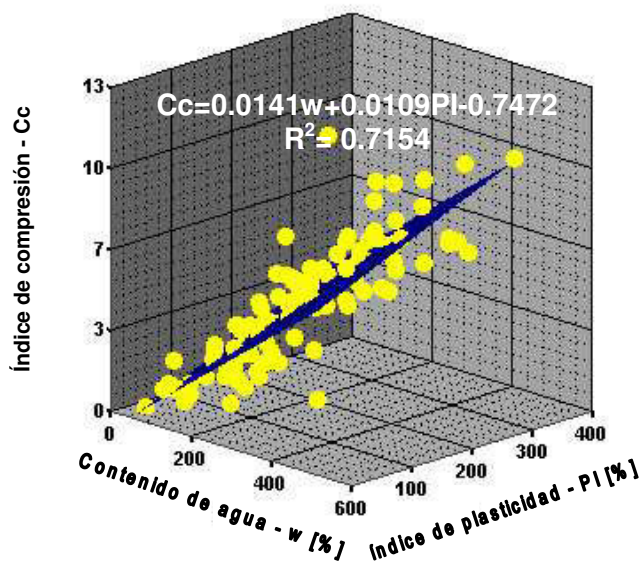


Figura 5.18

Correlación múltiple entre el contenido de agua, el índice de plasticidad y el índice de compresión.

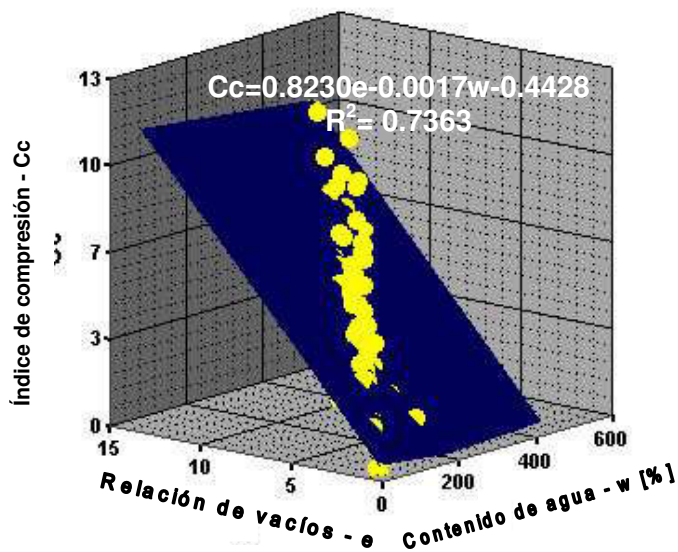


Figura 5.19

Correlación múltiple entre el contenido de agua, la relación de vacíos y el índice de compresión.

Tabla 5.4. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el Índice de compresión y propiedades índice del Valle de México.

Parámetros	w_L [%]	w [%]	C_c	w_L [%]	e	C_c	PI [%]	e	C_c	w [%]	PI [%]	C_c	w [%]	e	C_c
Población	104			104			104			104			104		
Valor mínimo	60.4	36.3	0.14	60.4	0.99	0.14	17.8	0.99	0.14	c	17.8	0.14	36.3	0.99	0.14
Valor máximo	468.0	489.0	10.1	468.0	14.1	10.1	344.9	14.1	10.1	489	344.9	10.1	489	14.1	10.1
Media	231.9	234.0	4.2	231.9	6.2	4.2	158.8	6.2	4.2	234	158.8	4.2	234	6.2	4.2
Varianza	7638	9524	6.1	7637.9	7.6	6.1	5510	7.6	6.1	9524	5510	6.1	9524	7.6	6.1
Desviación estándar	87.4	97.6	2.5	87.4	2.8	2.5	74.2	2.8	2.5	97.6	74.2	2.5	97.6	2.8	2.5
Coefficiente de variación [%]	37.7	41.7	57.5	37.7	44.4	57.5	46.7	44.4	57.5	41.7	46.7	57.5	41.7	44.4	57.5
R^2 [%]	60.85			74.69			76.28			71.54			73.63		
R^2 -corregida [%]	59.72			74.19			75.81			70.98			73.10		
Error típico de la estimación	1.55			1.25			1.21			1.33			1.28		
Ecuación	$Cc=0.0027w+0.0218w_L+1.0495$			$Cc=0.6608e+0.0044w_L-0.8572$			$Cc=0.0089PI+0.5761e-0.7159$			$Cc=0.0141w+0.0109PI-0.7472$			$Cc=0.8230e-0.0017w-0.4428$		

A través de las expresiones obtenidas se observa que la correspondiente a [e , PI , C_c] es la que presenta el mejor coeficiente de correlación 0.76, y un menor error que en las otras correlaciones.

En general, se puede observar que en los modelos múltiples presentados, el coeficiente R^2 es mayor que en las correlaciones simples, con excepción del establecido con [w , e , C_c], lo cual se debe a que el contenido de agua presenta un R^2 menor, en su correlación simple. Otro aspecto importante, es que los valores de los errores típicos estimados también son menores al usar más de una variable independiente. Estos

resultados confirman lo expuesto por **Azzouz (1976)**: "...el uso de más de una variable independiente, permite obtener correlaciones más confiables, y con ello resultados índice de compresión más óptimos".

5.5. CORRELACIONES EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN SUELOS COHESIVOS.

El objetivo principal de esta tesis, es establecer correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice de las arcillas del valle de México, cuyo sitio geológico y génesis es similar.

Debido a que en la mayoría de los modelos geotécnicos establecidos existe incertidumbre, en este apartado se decidió exponer brevemente el análisis realizado a partir de la información obtenida de diversas partes del mundo, para determinar correlaciones simples y múltiples, y compararlas con las obtenidas para las arcillas del valle de México.

Primeramente, se determinaron las correlaciones entre el índice de compresión y las propiedades índice [w_L , PI, w y e], lo cual puede verse en las **figuras 5.20 a 5.23**, en donde se presentan los gráficos de dispersión, la recta de ajuste lineal y los intervalos de confianza. Enseguida se llevó a cabo el resumen estadístico de cada una de las variables, que se muestra en la **tabla 5.5**. En dicho resumen se observa cómo los coeficientes de correlación aumentaron y los errores típicos de la estimación disminuyeron, comparados a los obtenidos en las correlaciones para el valle de México.

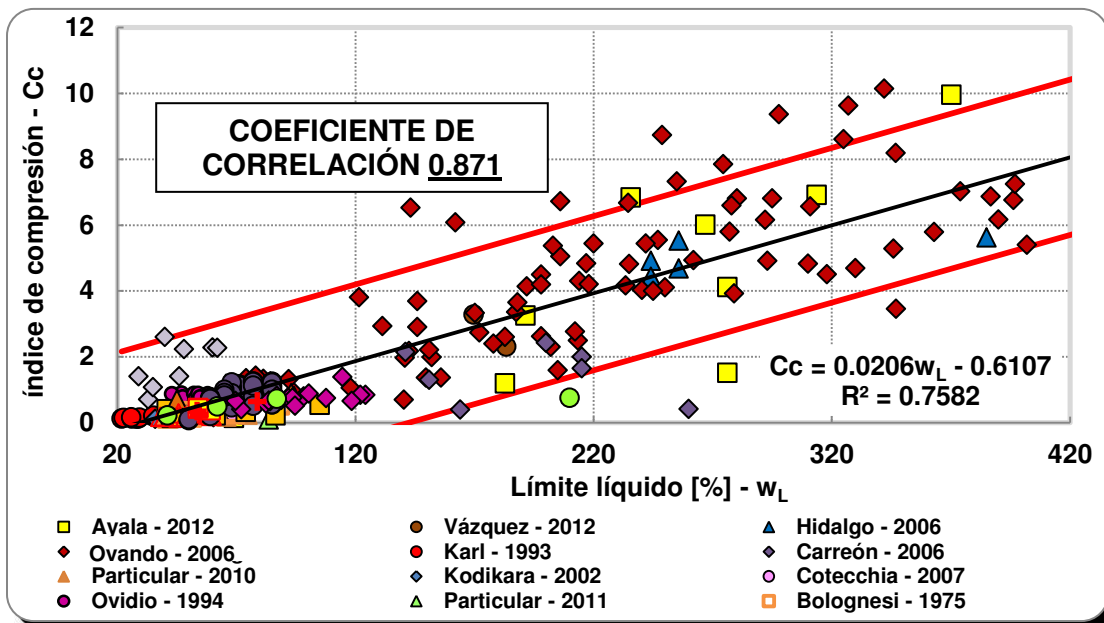


Figura 5.20
Correlación entre el límite líquido y el índice de compresión de suelos cohesivos.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

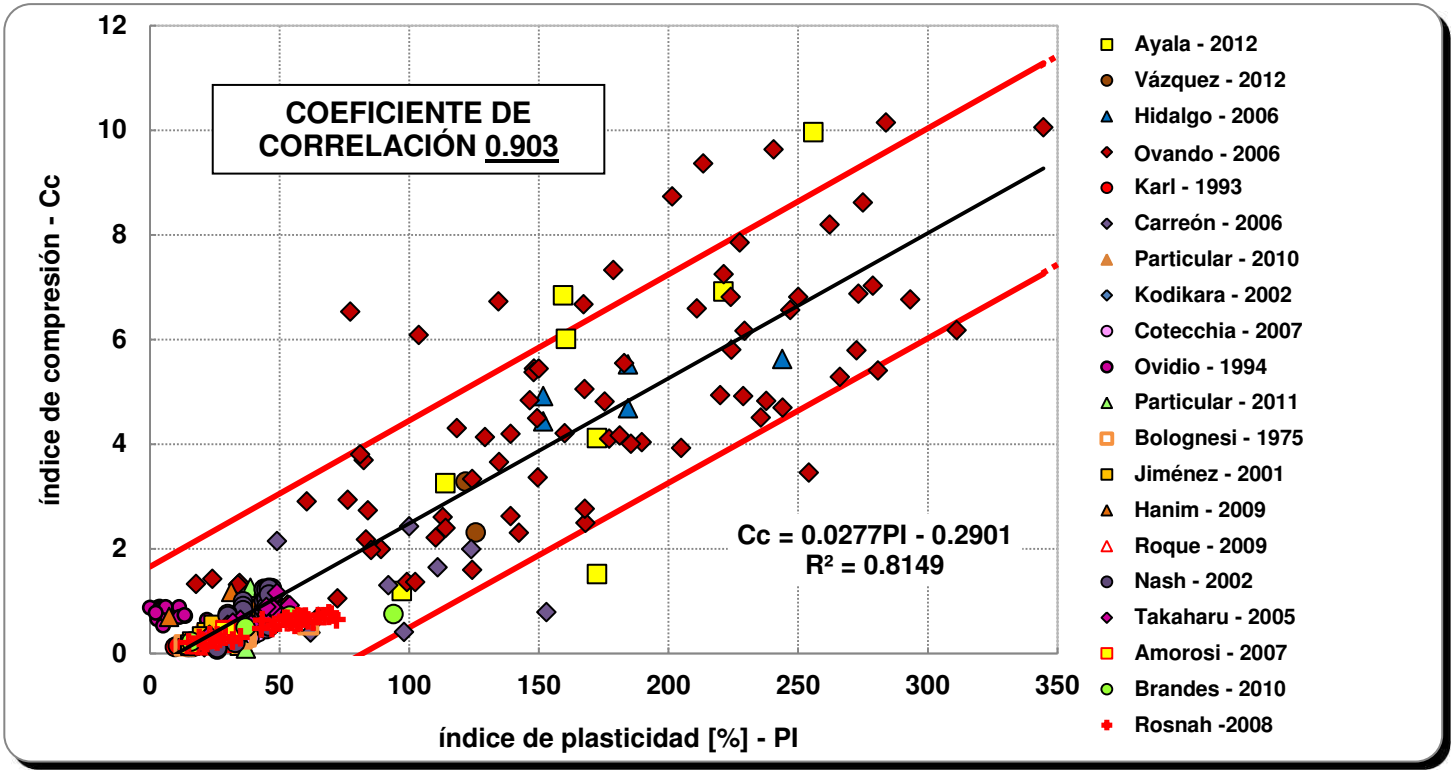


Figura 5.21
Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de compresión de suelos cohesivos.

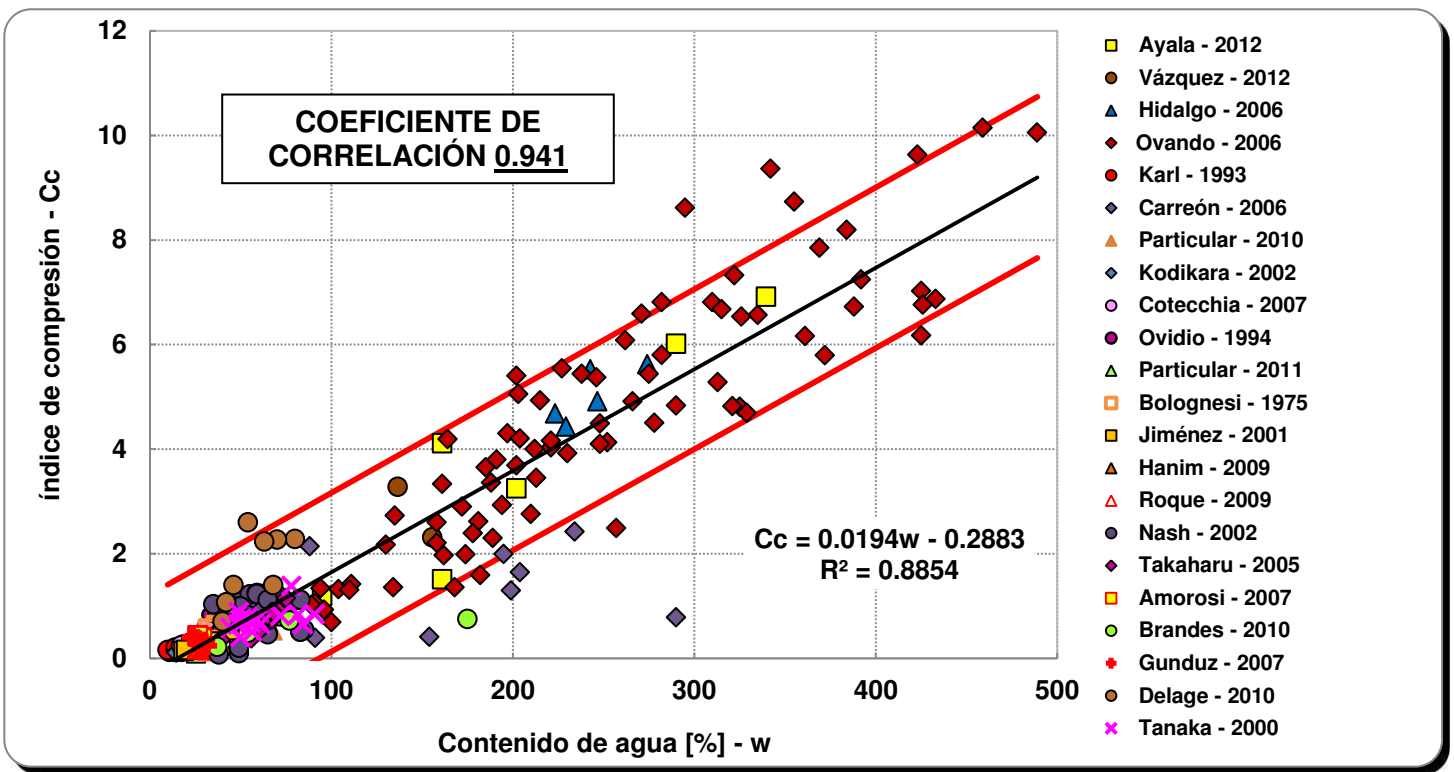


Figura 5.22
Correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión de suelos cohesivos.

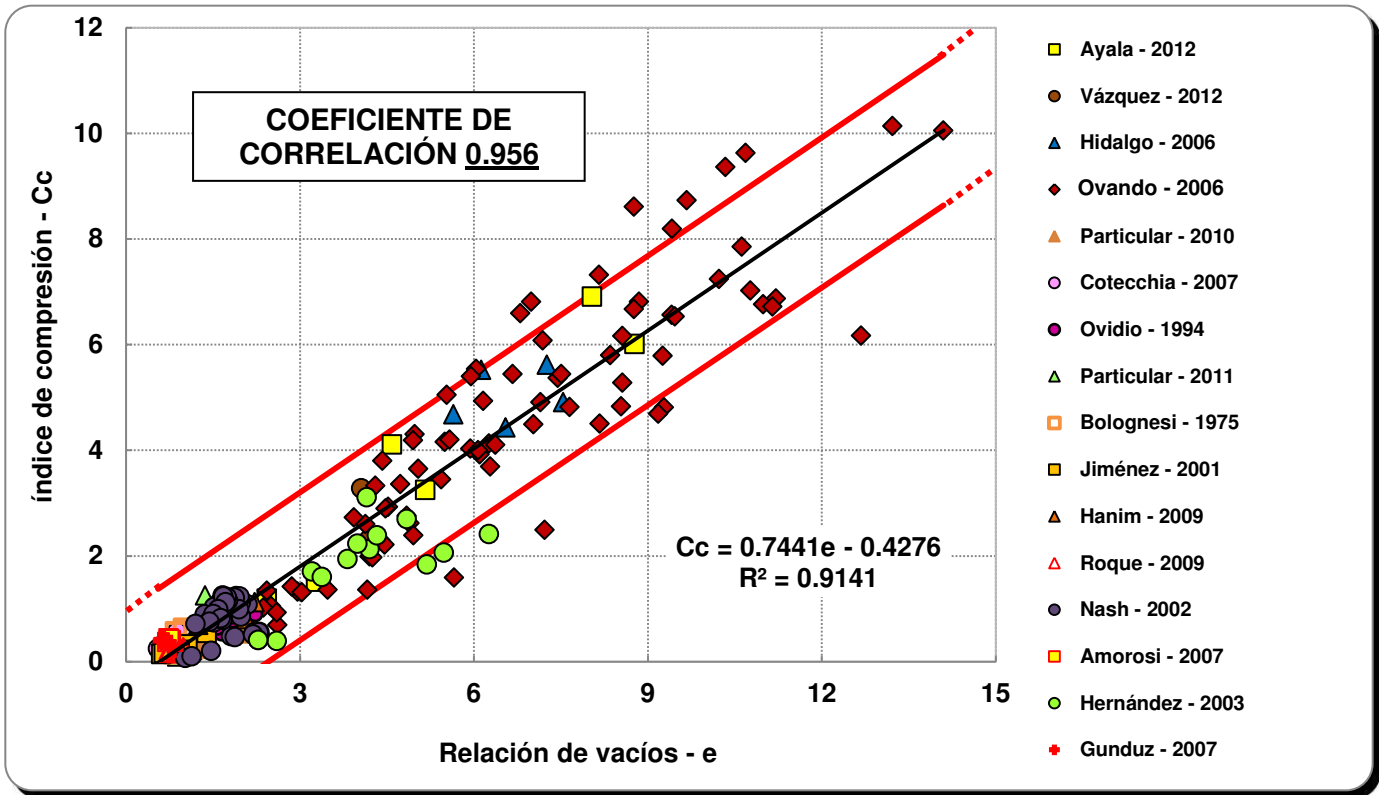


Figura 5.23
Correlación entre la relación de vacíos y el índice de compresión de suelos cohesivos.

Tabla 5.5. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índices de suelos a nivel mundial.

Parámetros	w _L [%]	Cc	PI [%]	Cc	w [%]	Cc	e	Cc
Población	266		295		291		235	
Valor mínimo	21.80	0.07	0.00	0.07	9.70	0.07	0.55	0.07
Valor máximo	468.0	10.14	344.68	10.14	489.00	10.14	14.10	10.14
Media	129.19	2.06	77.76	1.87	111.15	1.87	3.53	2.20
Varianza	10101.1	5.68	5707.72	5.39	11984.9	5.09	9.50	5.75
Desviación estándar	100.50	2.38	75.55	2.32	109.48	2.26	3.08	2.40
Coefficiente de variación [%]	77.79	115.9	97.16	123.37	98.49	120.83	87.39	109.19
Coefficiente de correlación	0.871		0.903		0.941		0.956	
R² [%]	75.82		81.48		88.54		91.41	
R²-corregida [%]	75.72		81.42		88.49		91.37	
Error típico de la estimación	1.17		1.00		0.765		0.704	
Ecuación	Cc=0.0206w _L -0.6107		Cc=0.0277PI-0.2901		Cc=0.0194w-0.2883		Cc=0.7441e-0.4276	

Con lo expuesto puede observarse cómo el coeficiente de correlación de cada una de las regresiones aumenta notablemente, debido principalmente a dos factores: el primero, que el tamaño de la muestra es mayor; y el segundo, que la variabilidad de los suelos analizados mejoró el ajuste de la recta, por el uso de valores menores, que no se presentan en las arcillas del valle de México por su origen particular.

De acuerdo a estos resultados, resulta importante considerar la variabilidad espacial del suelo. Además, la correlación establecida para las arcillas del valle de México puede enriquecerse con un número mayor de información, para minimizar los riesgos estadísticos y no subestimar la dispersión de las propiedades del medio. Lo cual puede observarse de la **figura 5.24 a 5.28**, y en la **tabla 5.6**.

La diferencia presentada entre las correlaciones de las arcillas del valle de México, y los suelos cohesivos a nivel mundial, también se debe a que en las primeras se intenta estimar las características generales de una población, a partir de un número limitado de resultados con cierta correlación espacial. Mientras que los resultados con los que se determinan las correlaciones para cualquier tipo de suelo cohesivo son puntos distantes, lo cual permite un barrido más amplio de las propiedades, haciendo que aumente la correlación entre éstas, al presentar valores extremos e intermedios que no se observan en la arcillas del valle de México.

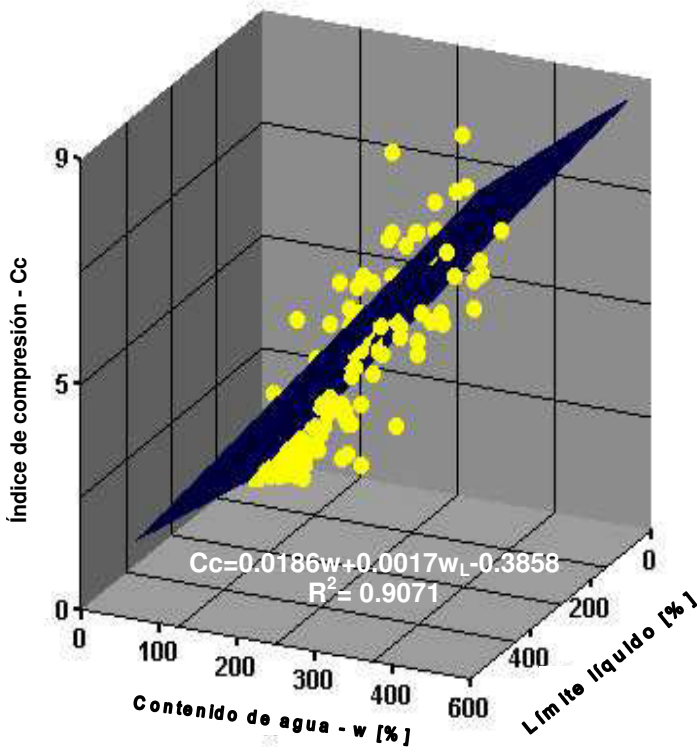


Figura 5.24
Correlación múltiple entre el contenido de agua, el límite líquido y el índice de compresión para suelos cohesivos.

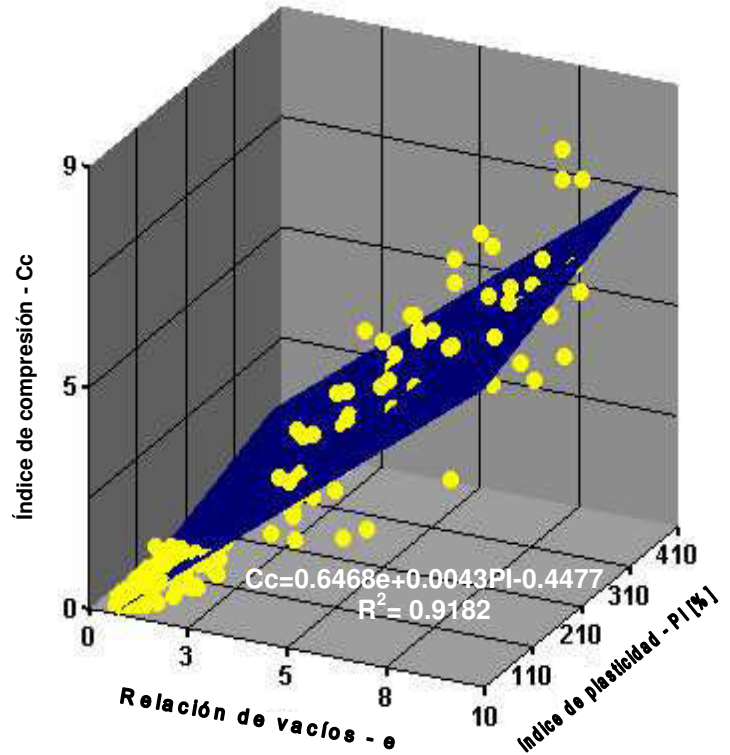


Figura 5.25
Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el índice de plasticidad y el índice de compresión para suelos cohesivos.

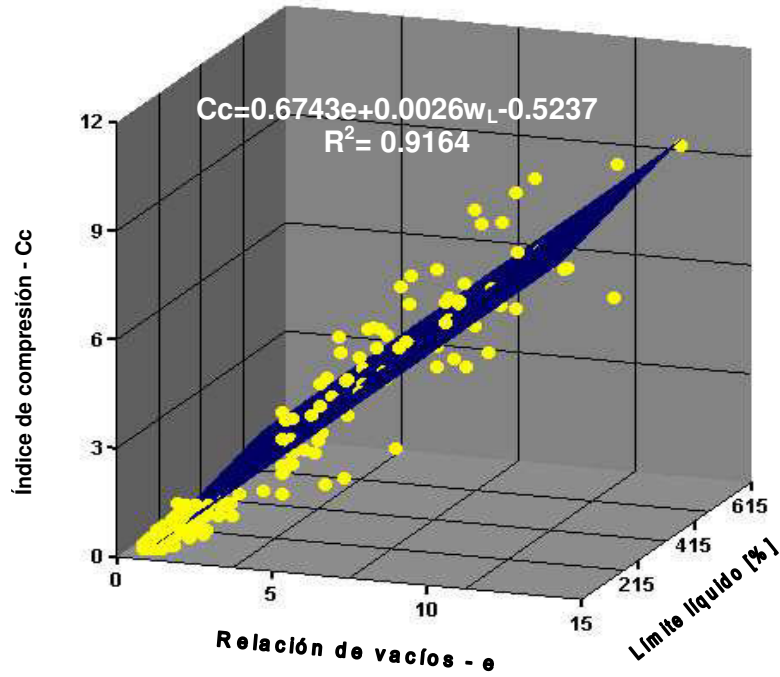


Figura 5.26
Correlación múltiple entre el límite líquido, la relación de vacíos y el índice de compresión para suelos cohesivos.

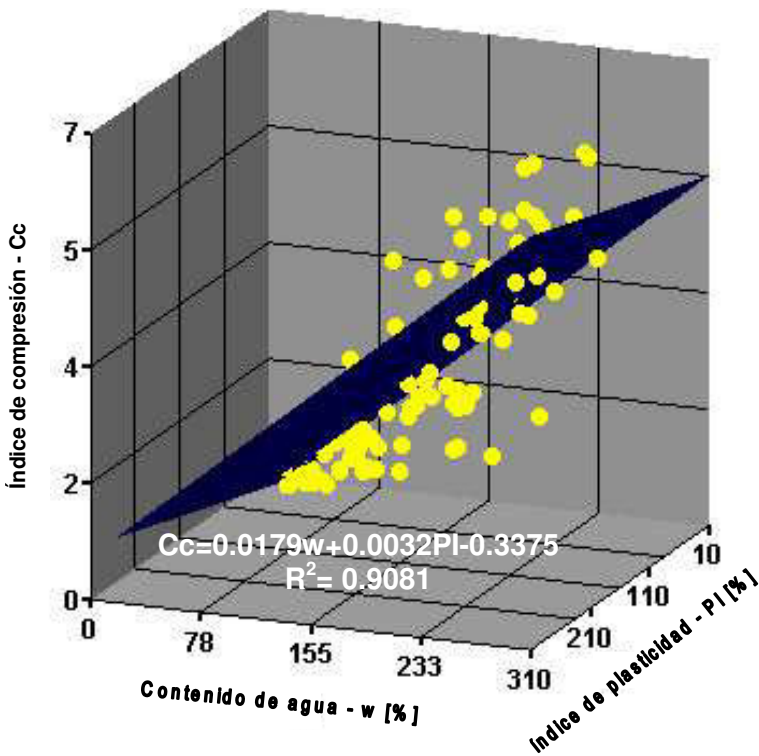


Figura 5.27
Correlación múltiple entre el contenido de agua, el índice de plasticidad y el índice de compresión para suelos cohesivos.

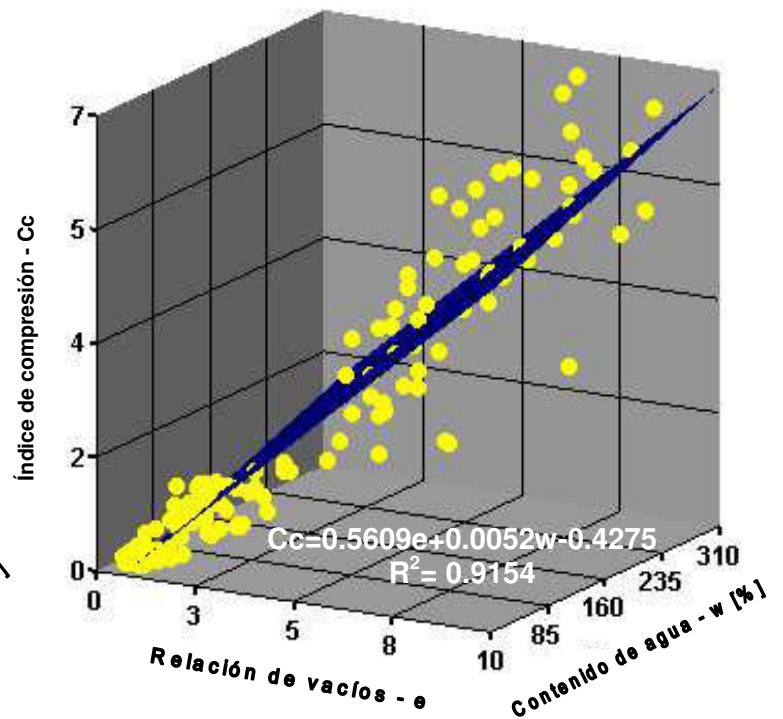


Figura 5.28
Correlación múltiple entre la relación de vacíos, el contenido de agua y el índice de compresión para suelos cohesivos.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

Tabla 5.6. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de compresión y propiedades índice de suelos cohesivos a nivel mundial.

Parámetros	W _L [%]	w [%]	C _c	W _L [%]	e	C _c	PI [%]	e	C _c	w [%]	PI [%]	C _c	w [%]	e	C _c
Tamaño de muestra	199			199			199			199			199		
Valor mínimo	38.10	17.10	0.07	38.1	0.55	0.07	0.00	0.55	0.07	17.1	0.00	0.07	17.1	0.55	0.07
Valor máximo	468.0	489	10.14	468.0	14.10	10.14	344.68	14.10	10.14	489.0	344.6	10.1	489.0	14.10	10.14
Media	145.5	138.7	2.45	145.5	3.85	2.45	94.24	3.85	2.45	138.7	94.2	2.4	138.7	3.85	2.45
Varianza	11114	14118	6.26	11114	10.09	6.26	7322.8	10.09	6.26	14117	7322	6.2	14117	10.09	6.26
Desviación estándar	105.4	118.82	2.50	105.4	3.17	2.50	85.57	3.17	2.50	118.8	85.5	2.5	118.8	3.17	2.50
Coefficiente de variación [%]	72.4	85.64	102.1	72.4	82.57	102.1	90.80	82.57	102.12	85.6	90.8	102.1	85.6	82.57	102.12
R ² [%]	90.71			91.64			91.82			90.81			91.54		
R ² -corregida [%]	90.61			91.55			91.74			90.71			91.46		
Error típico de la estimación	0.77			0.73			0.72			0.76			0.73		
Ecuación	C _c =0.0186w+0.0017 w _L -0.3858			C _c =0.6743e+0.002 6w _L -0.5237			C _c =0.6468e+0.0043PI -0.4477			C _c =0.0179w+0.0032 PI-0.3375			C _c =0.5609e+0.0052w- 0.4275		

5.6. CORRELACIONES EXPERIMENTALES PARA DETERMINAR EL ÍNDICE DE EXPANSIÓN.

Con la finalidad de complementar la información presentada en este capítulo, se decidió exponer de forma demostrativa las correlaciones obtenidas entre el índice de expansión y las propiedades índice, lo cual puede observarse en las **figuras 5.29 a 5.26**. En las cuales se muestra como el índice de expansión tiene mayor correlación con el contenido de agua y la relación de vacíos, utilizando parámetros de arcillas del valle de México. Mientras que al utilizar parámetros de suelos cohesivos de diversas partes del mundo (correlaciones simples), el coeficiente de correlación aumento a 0.873 con respecto a la relación de vacíos, por lo que esta correlación fue la que presento mayor relación, tal como se observó en las correlaciones establecidas para el índice de compresión.

Por otro lado, en las **tablas 5.7, 5.8 y 5.9**, se presenta un resumen estadístico de los parámetros utilizados para determinar las correlaciones entre el índice de expansión y las propiedades índice, resultando que el límite líquido y la relación de vacíos, son las que presentan mayor relación tanto en las arcillas del valle de México, como en suelos a nivel mundial. No se determinaron correlaciones múltiples para suelos a nivel mundial, debido a la insuficiencia de información para hacerlo.

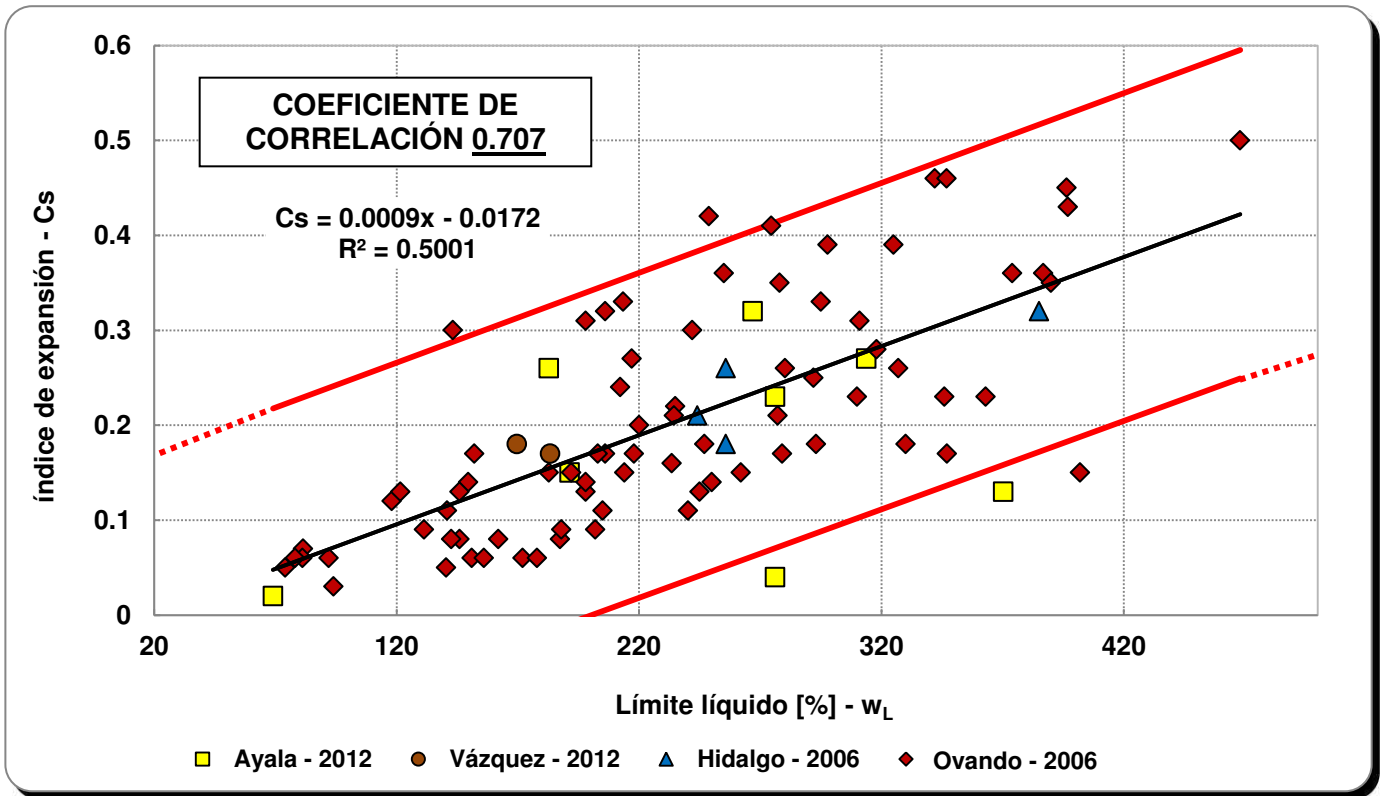


Figura 5.29
Correlación entre el límite líquido y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.

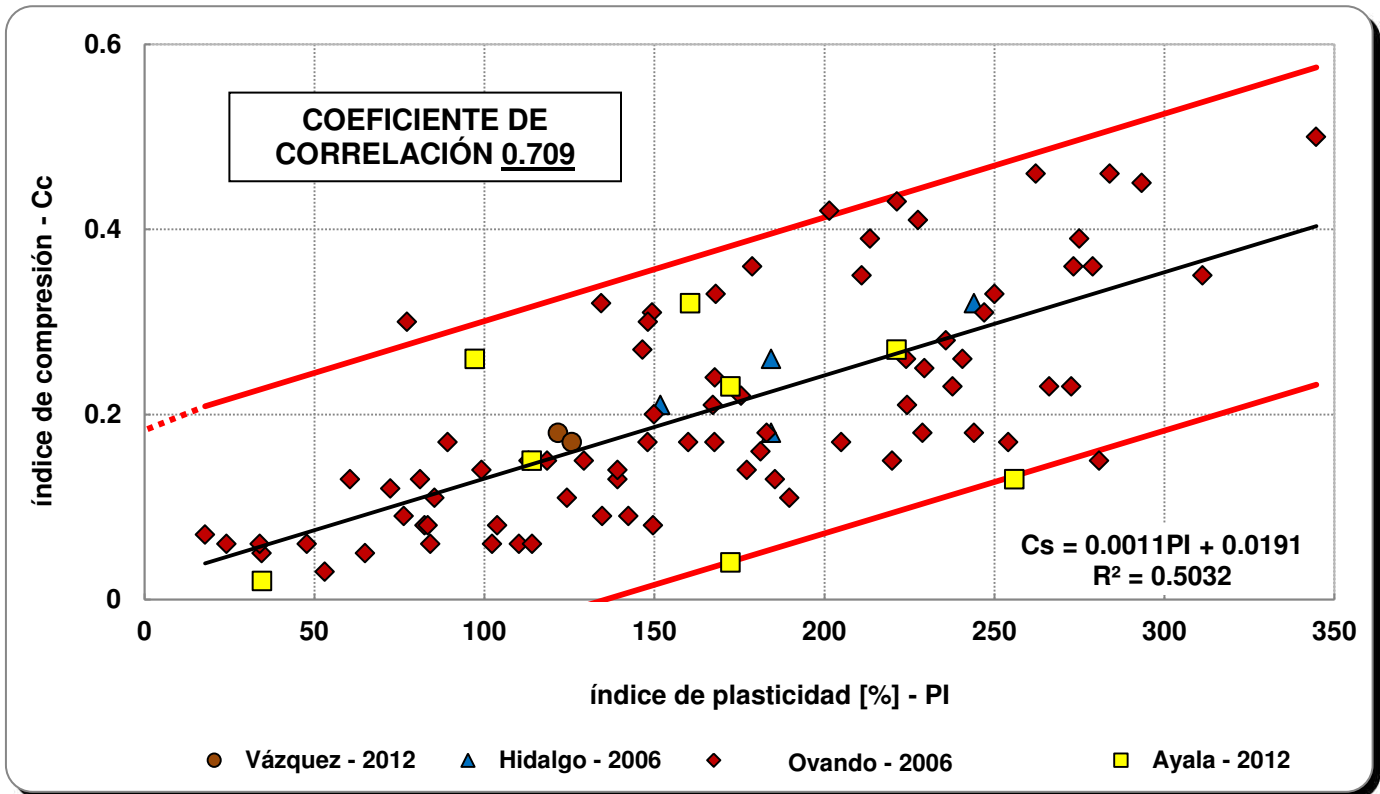


Figura 5.30
Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

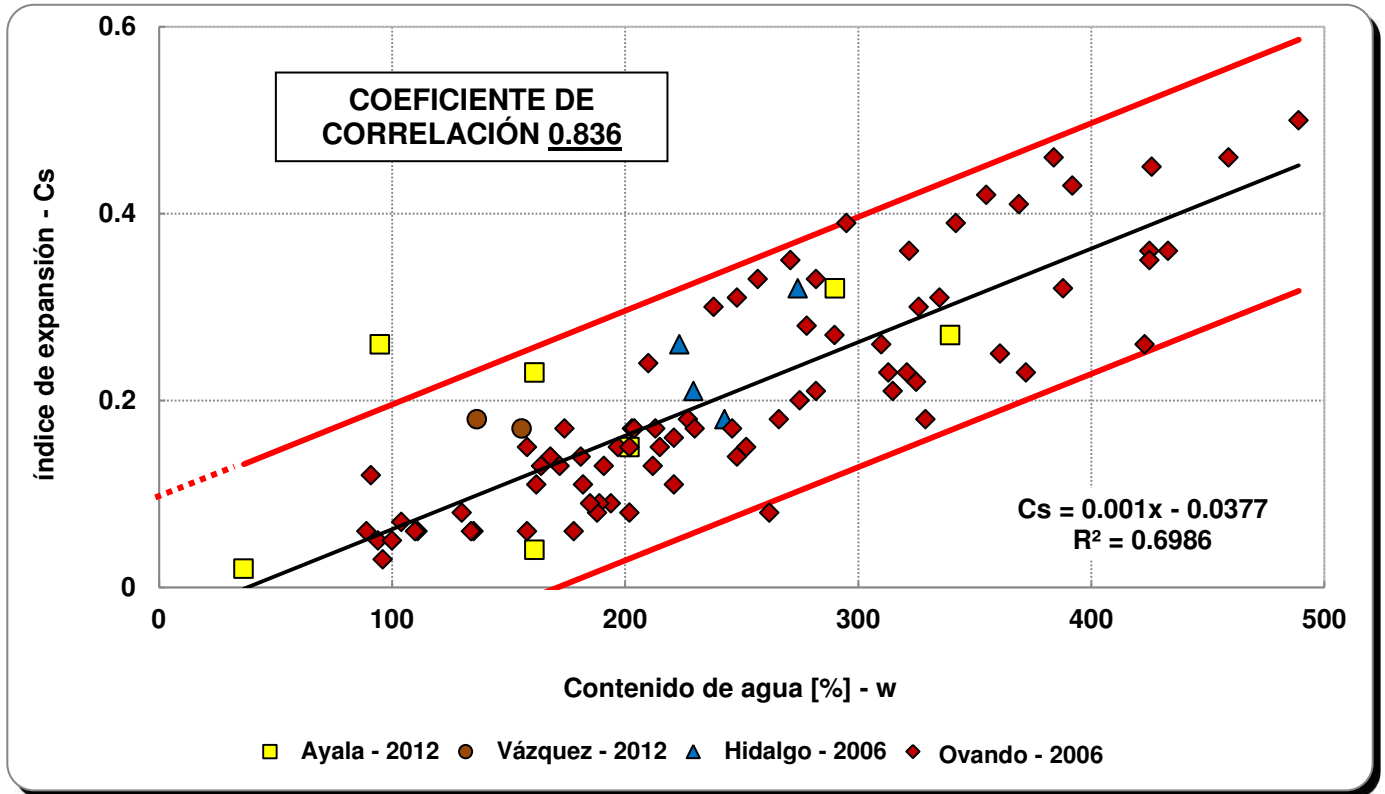


Figura 5.31
Correlación entre el contenido de agua y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.

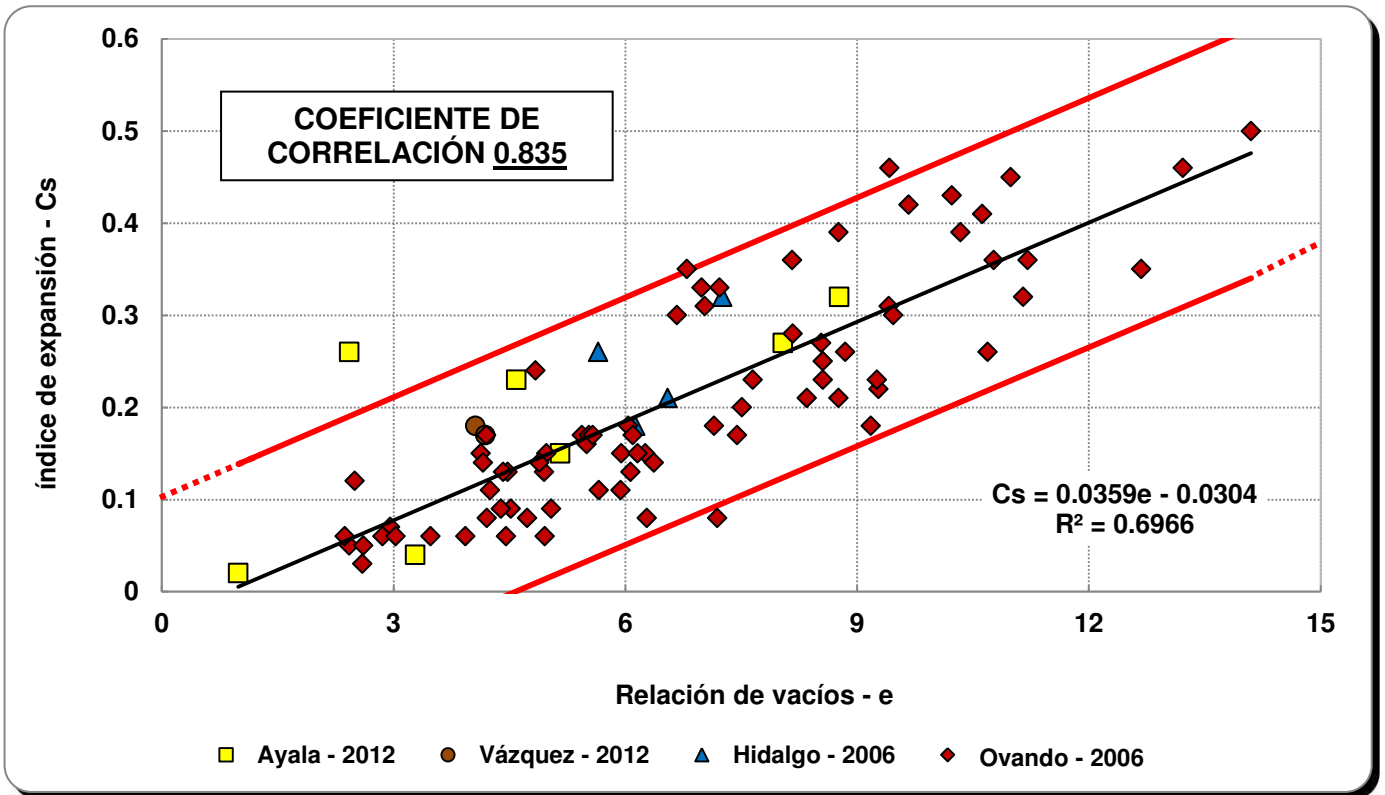


Figura 5.32
Correlación entre la relación de vacíos y el índice de expansión de las arcillas del valle de México.

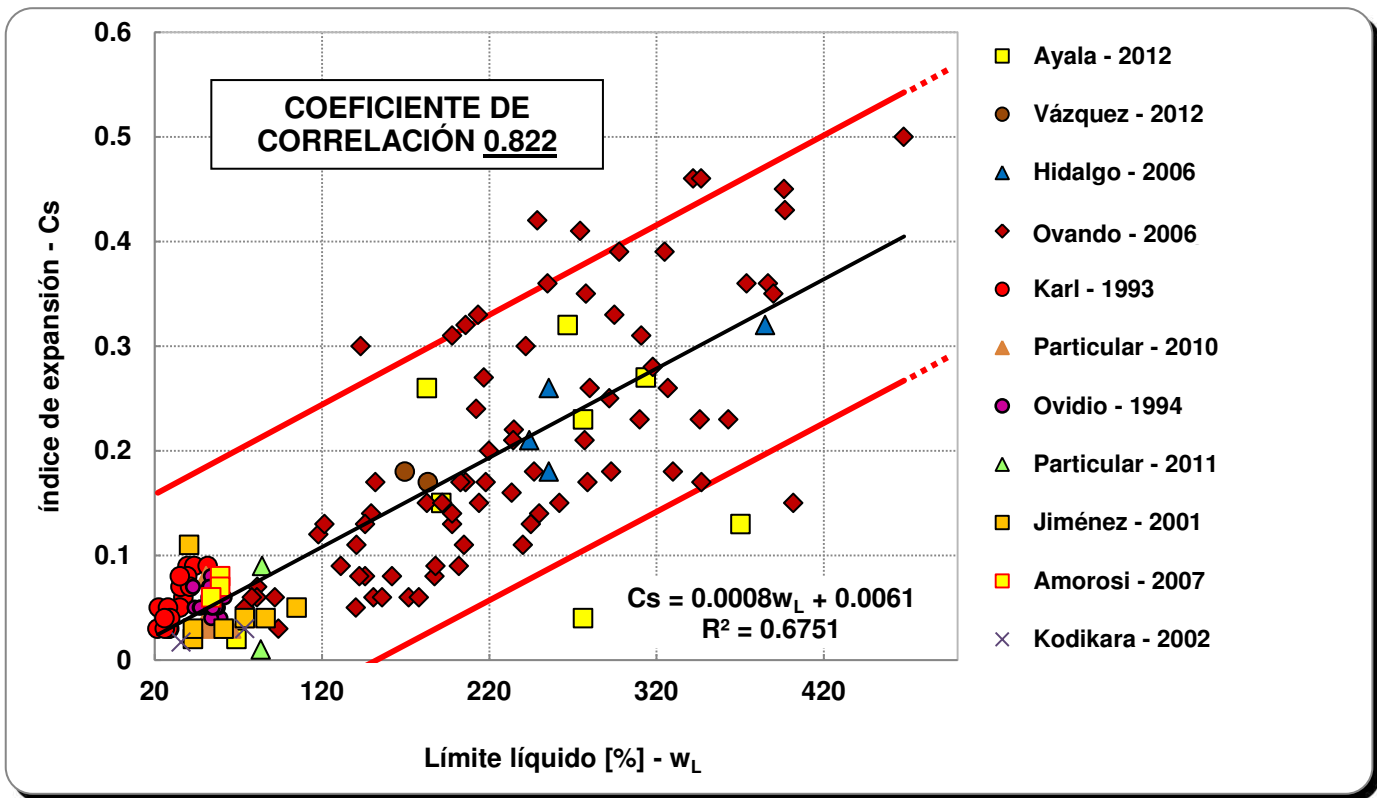


Figura 5.33
Correlación entre el límite líquido y el índice de expansión de suelos cohesivos.

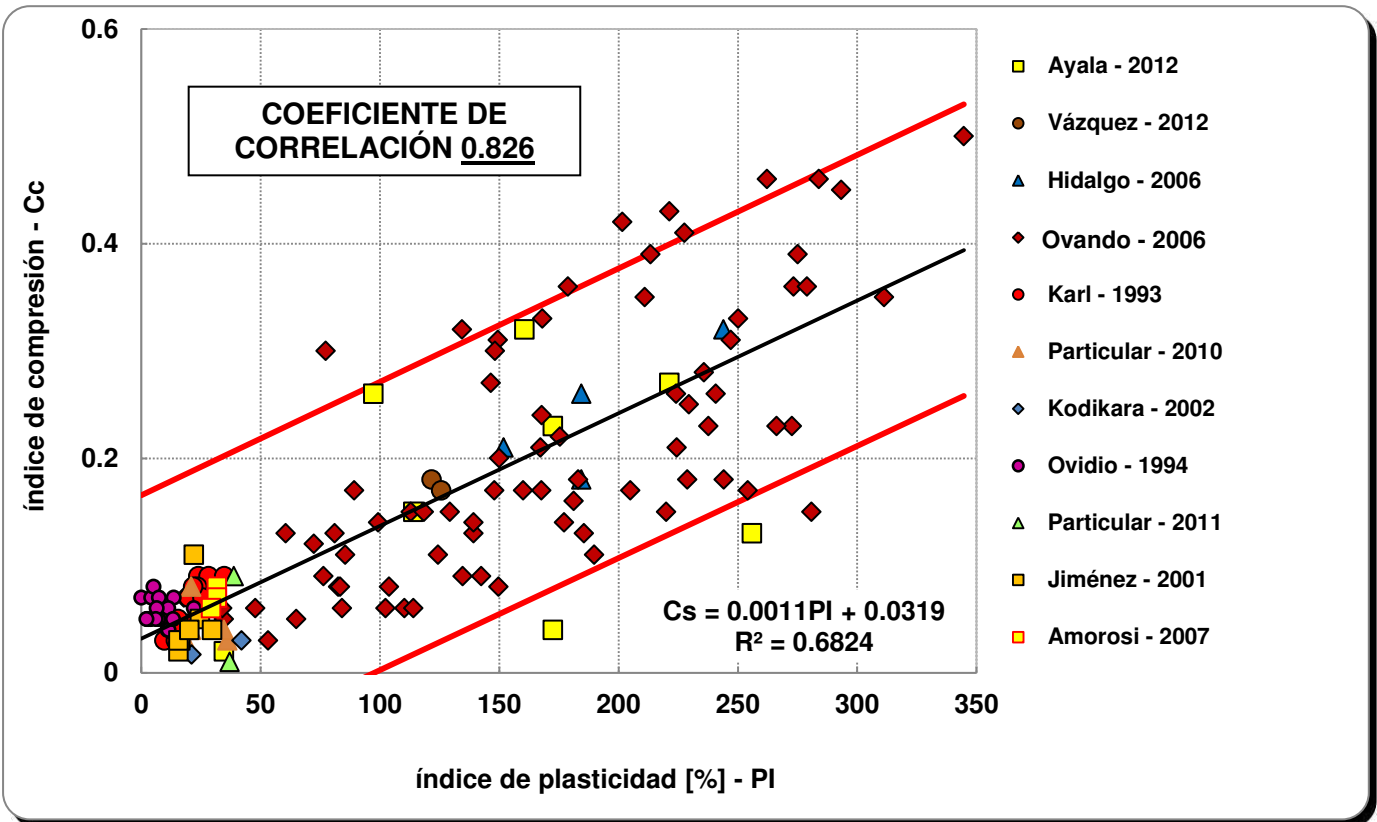


Figura 5.34
Correlación entre el índice de plasticidad y el índice de expansión de suelos cohesivos.

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

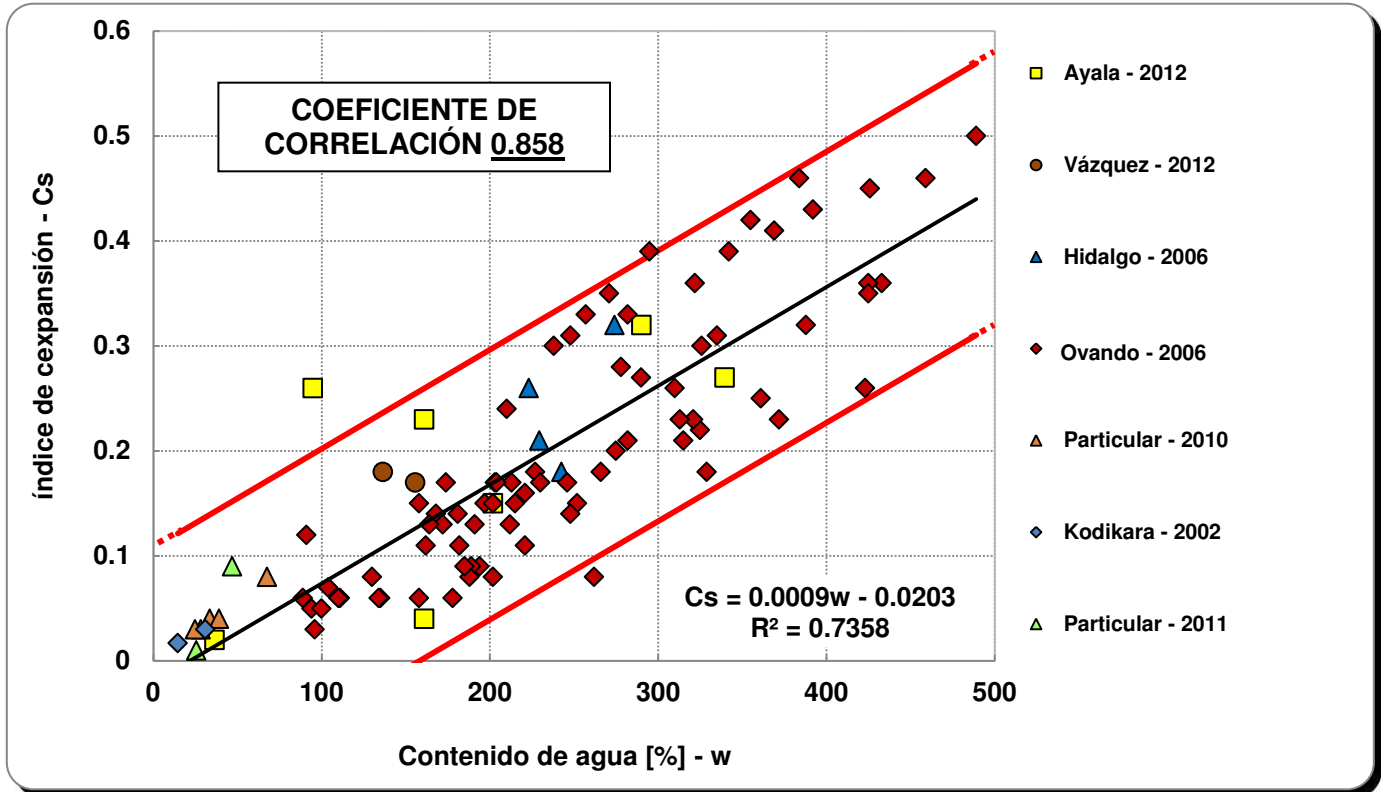


Figura 5.35
Correlación entre el contenido de agua y el índice de expansión de suelos cohesivos.

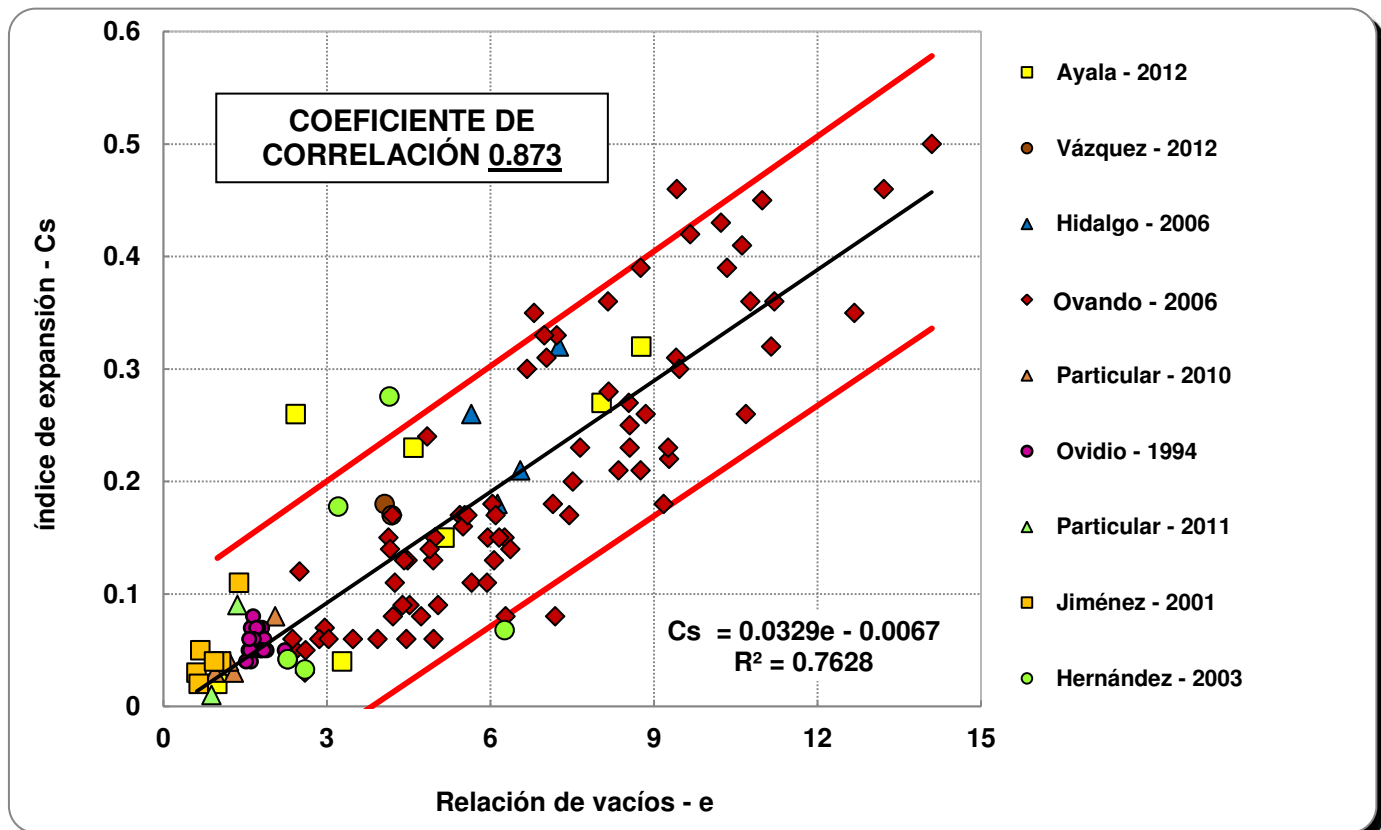


Figura 5.36
Correlación entre la relación de vacíos y el índice de expansión de suelos cohesivos.

Tabla 5.7. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índices del valle de México.

Parámetros	W _L [%]	C _c	PI [%]	C _c	w [%]	C _c	e	C _c
Población	92		92		91		91	
Valor mínimo	69.03	0.02	17.83	0.02	36.36	0.02	0.99	0.02
Valor máximo	468.0	0.5	344.68	0.5	489.0	0.5	14.1	0.5
Media	235.79	0.20	165.92	0.20	242.53	0.20	6.55	0.20
Varianza	7831.7	0.01	5582.6	0.01	9690.42	0.01	7.50	0.014
Desviación estándar	88.49	0.12	74.72	0.12	98.44	0.12	2.74	0.12
Coefficiente de variación [%]	37.53	57.53	45.03	57.53	40.59	57.49	41.79	57.49
Coefficiente de correlación	0.707		0.709		0.836		0.835	
R ² [%]	50.01		50.32		69.86		69.66	
R ² -corregida [%]	49.46		49.77		69.52		69.32	
Error típico de la estimación	0.08		0.08		0.065		0.065	
Ecuación	Cs=0.0009w _L -0.0172		Cs=0.0011PI-0.0191		Cs=0.001w-0.0377		Cs=0.0359e-0.0304	

Tabla 5.8. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índices de suelos cohesivos.

Parámetros	W _L [%]	C _c	PI [%]	C _c	w [%]	C _c	e	C _c
Población	148		148		100		130	
Valor mínimo	21.8	0.01	0.00	0.01	14.50	0.01	0.61	0.01
Valor máximo	468.0	0.5	344.68	0.5	489.0	0.5	14.10	0.5
Media	165.65	0.15	109.81	0.15	223.82	0.19	5.12	0.16
Varianza	13090.5	0.01	8706.18	0.01	12405.7	0.01	10.34	0.01
Desviación estándar	114.41	0.12	93.30	0.12	111.38	0.12	3.22	0.12
Coefficiente de variación [%]	69.07	80.58	84.97	80.58	49.76	64.21	62.79	74.87
Coefficiente de correlación	0.822		0.826		0.858		0.873	
R ² [%]	67.51		68.24		73.58		76.28	
R ² -corregida [%]	67.29		68.02		73.31		76.09	
Error típico de la estimación	0.068		0.067		0.06		0.06	
Ecuación	Cs=0.0008w _L +0.006		Cs=0.001PI+0.0319		Cs=0.0009w-0.0203		Cs=0.0329e-0.0067	

Tabla 5.9. Resumen estadístico de los parámetros utilizados para las correlaciones entre el índice de expansión y propiedades índice de suelos cohesivos a nivel mundial.

Parámetros	W _L [%]	w [%]	C _s	W _L [%]	e	C _s	PI [%]	e	C _s	w [%]	PI [%]	C _s	w [%]	e	C _s
Tamaño de muestra	91			91			91			91					
Valor mínimo	69.03	36.36	0.02	69.03	0.99	0.02	17.83	0.99	0.02	36.36	17.83	0.02	36.36	0.99	0.02
Valor máximo	468.0	489.0	0.5	468.0	14.10	0.5	344.68	14.10	0.5	489.0	344.7	0.5	489.0	14.10	0.5
Media	234.31	242.53	0.20	234.31	6.55	0.20	164.93	6.55	0.20	242.53	164.9	0.20	242.53	6.55	0.20
Varianza	7715.4	9690.4	0.014	7715.4	7.50	0.014	5553.7	7.50	0.014	9690.4	5553	0.014	9690.4	7.50	0.014
Desviación estándar	87.84	98.44	0.12	87.84	2.74	0.12	74.52	2.74	0.12	98.44	74.52	0.12	98.44	2.74	0.12
Coefficiente de variación [%]	37.49	40.59	57.49	37.49	41.79	57.49	45.18	41.79	57.49	40.59	45.18	57.49	40.59	41.79	57.49
R ² [%]	70.744			71.233			70.81			70.474			70.46		
R ² -corregida [%]	70.08			70.58			70.15			69.80			69.78		
Error típico de la estimación	0.064			0.064			0.06			0.06			0.06		
Ecuación	Cs=0.00085w+0.00021w _L -0.0505			Cs=0.0292e+0.0002w _L -0.0493			Cs=0.0299e+0.00028PI-0.037			Cs=0.00021PI+0.00087w-0.041			Cs=0.00054w+0.0169e-0.0367		

CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

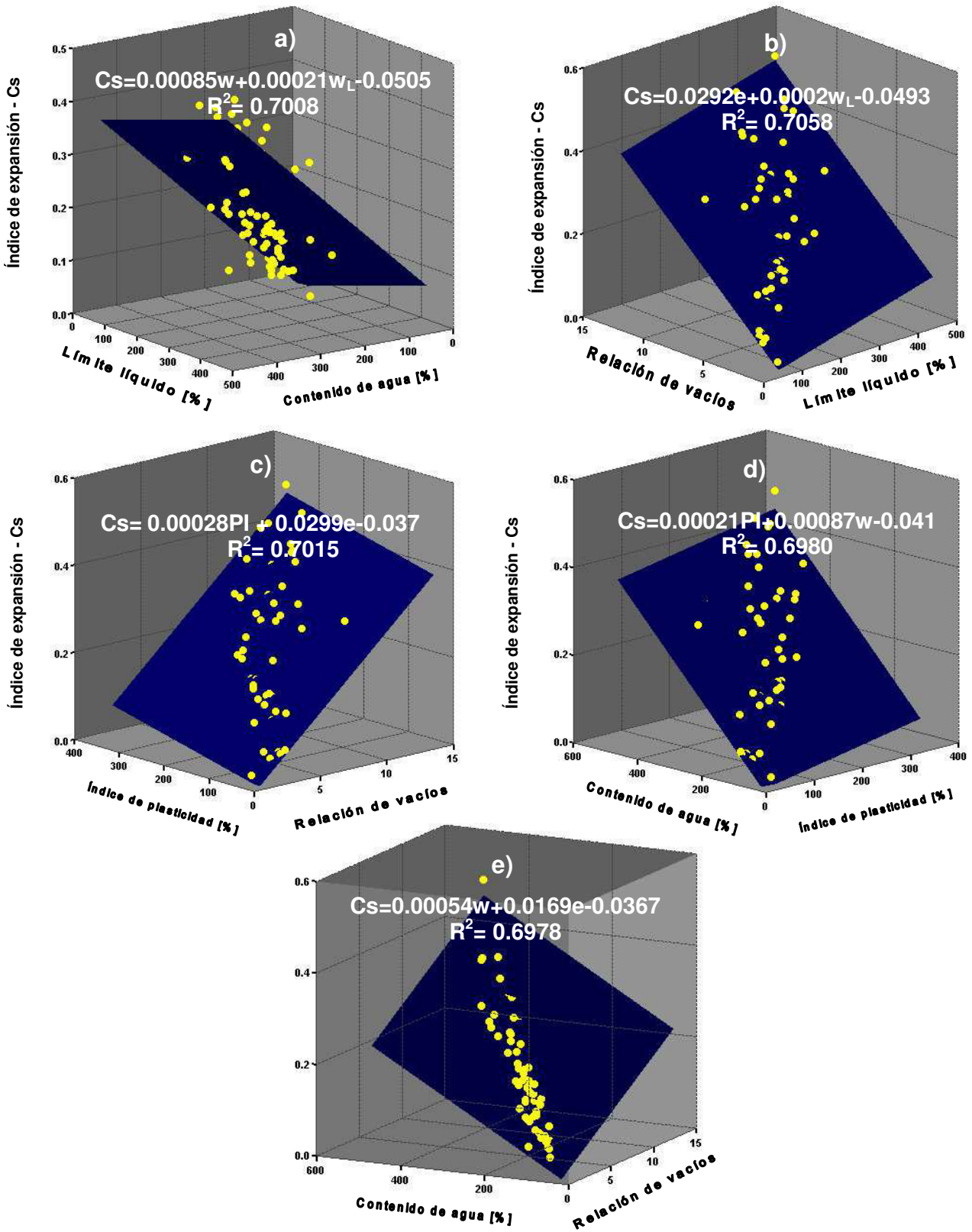


Figura 5.37

Correlación múltiple entre el índice de expansión y otros parámetros en suelos cohesivos: a) Límite líquido vs. contenido de agua, b) relación de vacíos vs. límite líquido, c) índice de plasticidad vs. relación de vacíos, d) contenido de agua vs. Índice de plasticidad, e) contenido de agua vs. relación de vacíos.

5.7. COMPARACIÓN DE CORRELACIONES ESTABLECIDAS POR OTROS AUTORES.

En este apartado se presentan las comparaciones entre las correlaciones para las arcillas del valle de México obtenidas en este trabajo, y las establecidas por otros autores mencionados en el capítulo 2. Las pendientes de las rectas obtenidas en las cuatro correlaciones son similares, presentándose mayor variación en los siguientes parámetros: límite líquido, índice de plasticidad y el contenido de agua.

La literatura indica que el índice de compresión de las arcillas se relaciona con el límite líquido, resaltando autores como **Terzaghi y Peck (1967)**, **Lambe y Whitman (1969)**, **Carrier y Beckman (1984)** y **Bazaraa et. al. (1986)**. Los resultados de la correlación entre el índice de compresión y el límite líquido, se expone en la **figura 5.38**, en donde se observan los índices de compresión obtenidos a partir de la base de datos establecida, con valores entre 0.14 a 10.14. Los análisis de regresión lineal realizados en este trabajo, indican que el índice de compresión (C_c) de la arcilla, puede correlacionarse con el límite líquido con:

$$C_c = 0.0199w_L - 0.3406 \quad \text{y} \quad C_c = 0.02w_L - 0.6063 \quad 60.40\% < w_L < 468\% \quad 5.14$$

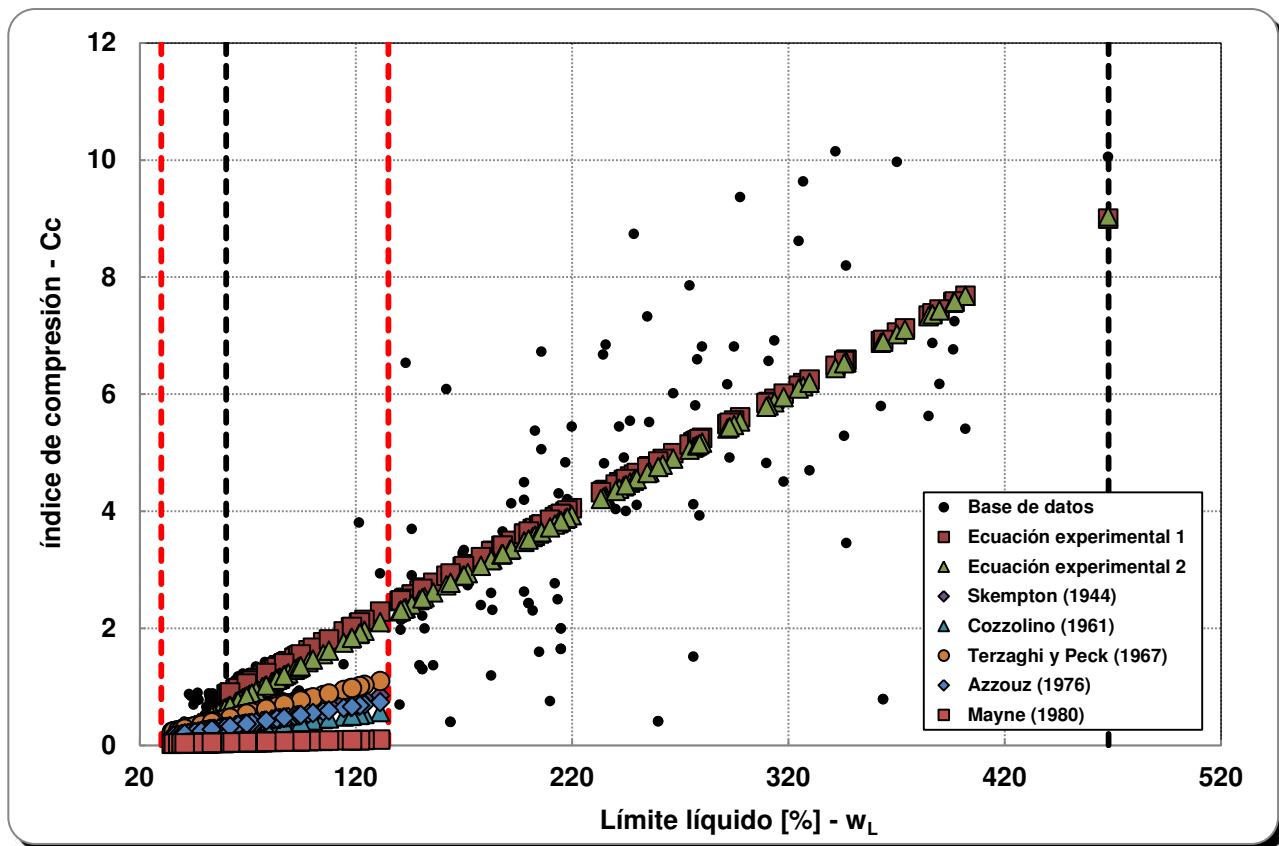


Figura 5.38
Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para límite líquido y las establecidas por otros autores.

En la **figura 5.39** también se exponen las correlaciones entre el índice de compresión y el límite líquido, propuesto por **Skempton (1944)**, **Cozzolino (1961)**, **Terzaghi y Peck (1967)**, **Azzouz (1976)** y **Mayne (1980)**. Es claro que ninguna de las correlaciones mencionadas, estima valores cercanos a los que se obtuvieron con la ecuación experimental. Además es interesante notar, que aunque la ecuación de Terzaghi y Peck no obtiene valores de índice de compresión similares a los determinados en el laboratorio, está se utiliza frecuentemente. Las ecuaciones expuestas, arrojan valores menores a los determinados por la correlación establecida.

Por otro lado, en la **figura 5.39** se ilustra la variación del índice de compresión con el índice de plasticidad de las arcillas del Valle de México. En la figura, las correlaciones propuestas para el Cc y el PI se establecieron con las ecuaciones:

$$Cc = 0.025PI + 0.1812 \quad \text{y} \quad Cc = 0.027PI - 0.29 \quad 17.83\% < PI < 344.68\% \quad 5.15$$

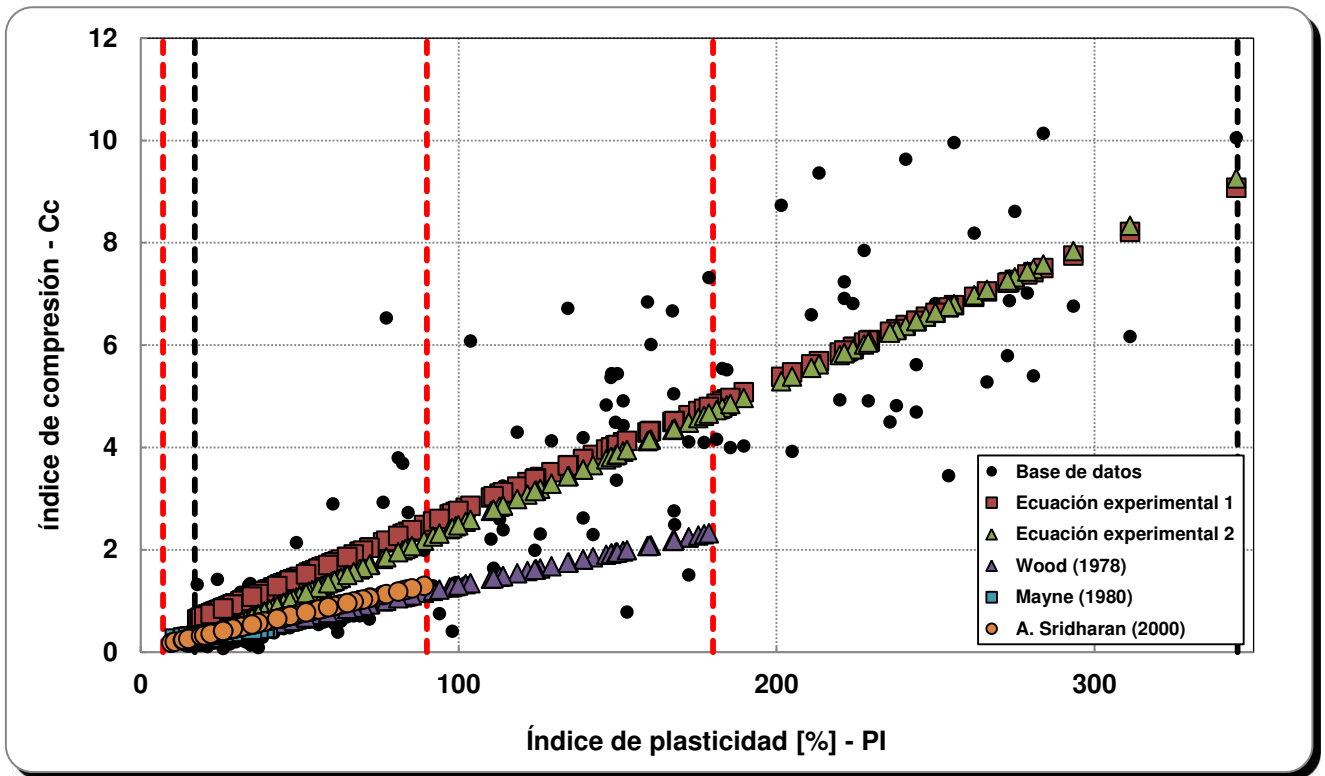


Figura 5.39
Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para el índice de plasticidad y las establecidas por otros autores.

Con la ecuación de **Wood (1978)** se establecieron resultados 43% menores a los obtenidos con la ecuación experimental, y 46% con respecto a la ecuación 2. La correlación **Mayne (1980)** es la que menos similitud presenta con la correlación experimental establecida, para obtener resultados del índice de compresión.

En cualquiera de las expresiones expuestas, se puede observar que conforme el índice de plasticidad aumenta, el índice de compresión también lo hace. Este aspecto reafirma lo que presentan en la literatura diversos autores.

La correlación entre el contenido de agua y el índice de compresión, se ilustra en la **figura 5.40**. Esta relación esta expresada por las siguientes ecuaciones:

$$Cc = 0.0217w - 0.8579 \text{ y } Cc = 0.0194w - 0.2883 \quad 36.36\% < w < 489\% \quad 5.16$$

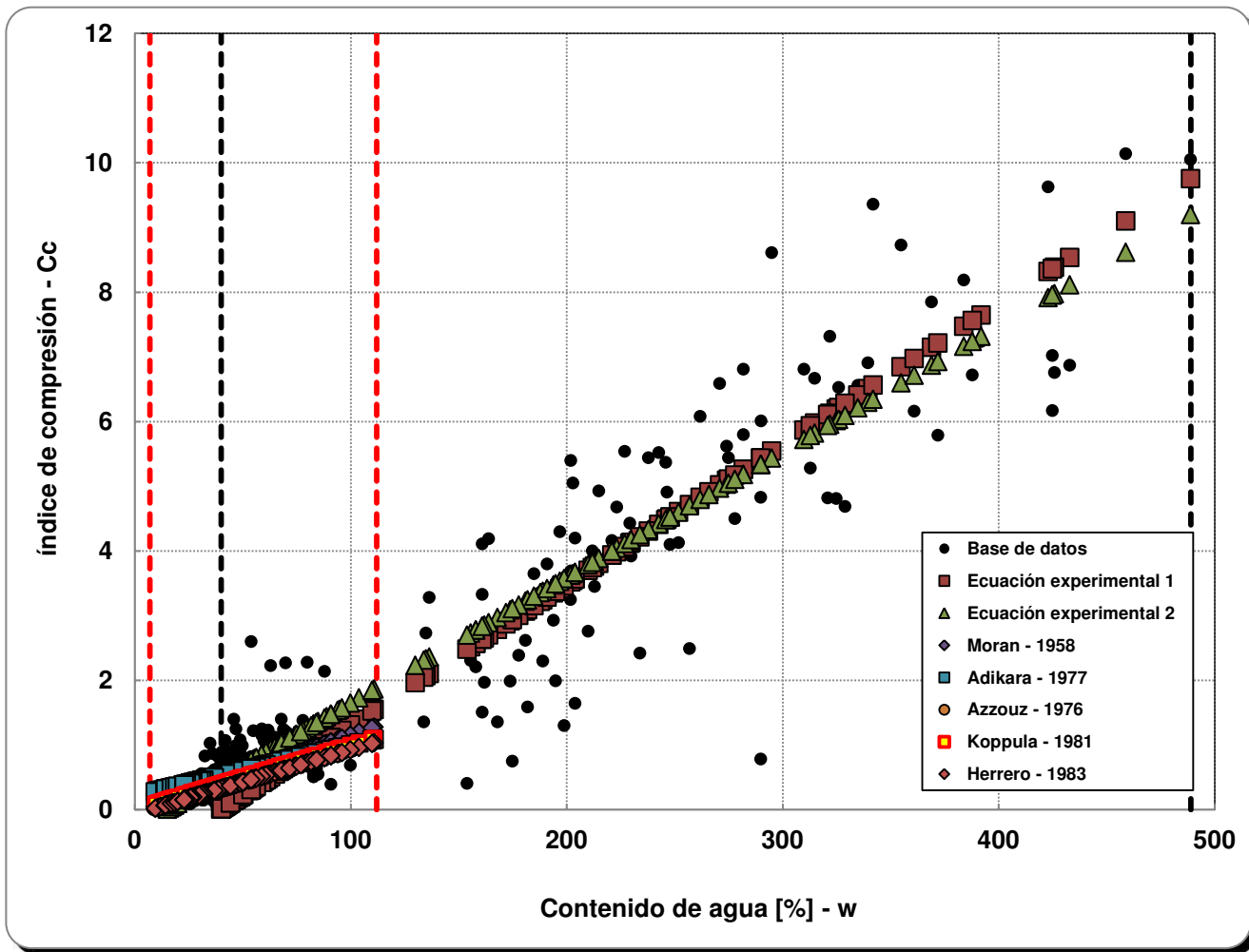


Figura 5.40

Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para el contenido de agua y las establecidas por otros autores.

Las ecuaciones de **Morán (1958)**, **Koppula (1981)**, **Herrero (1983)** y **Adikara (1977)**, expresan valores subestimados entre 39 a 54%, con respecto a la correlación establecida experimentalmente.

Por otra parte, la **figura 5.41** muestra que la relación de vacíos inicial de arcillas inalteradas incrementa, por lo que el índice de compresión también lo hace. El rango utilizado en el establecimiento de la correlación, es que la relación de vacíos debe ser mayor a 0.99, pero igual o menor a 14.10, al utilizar las ecuaciones:

$$C_c = 0.7644e - 0.4802 \text{ y } C_c = 0.7441e - 0.4276 \quad 0.99 < e < 14.10 \quad 5.17$$

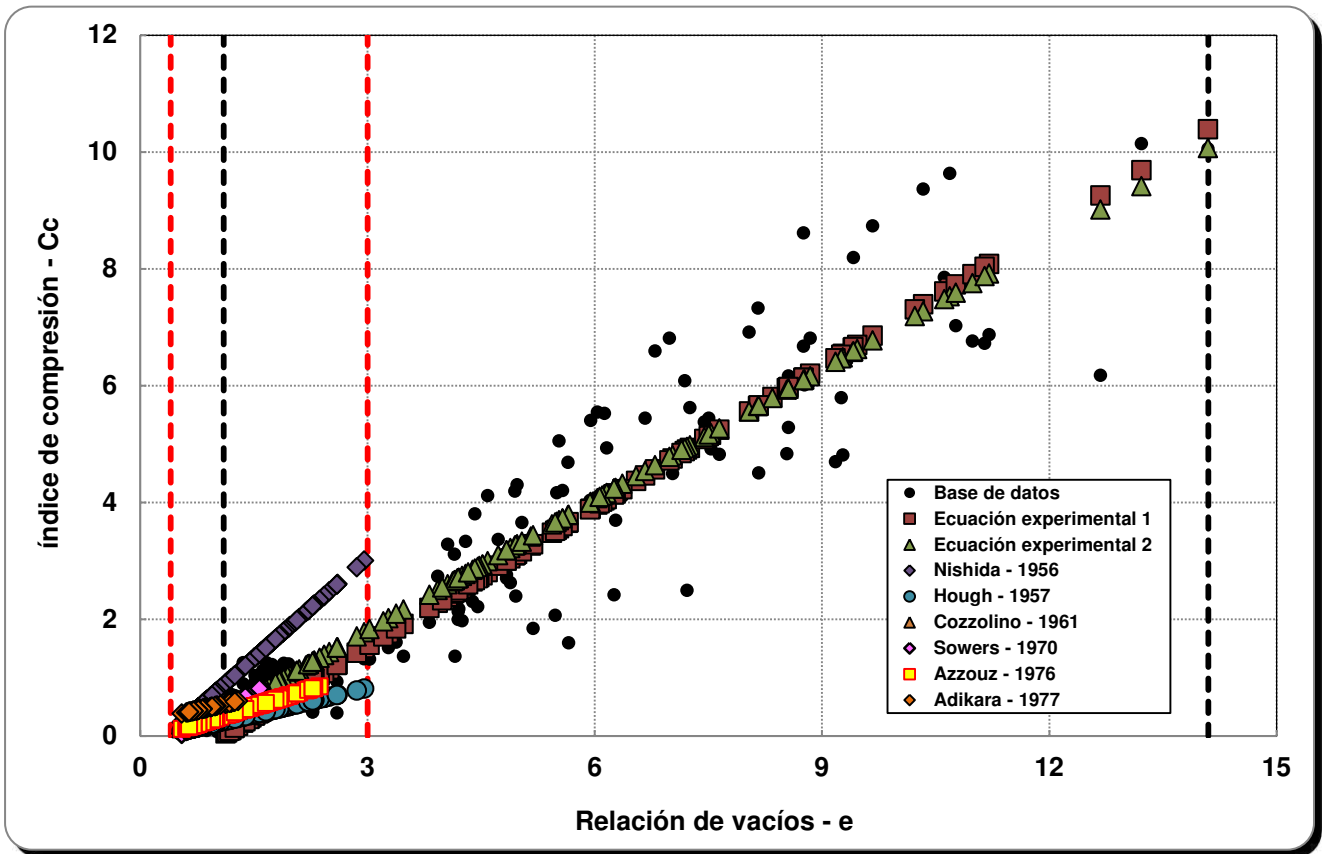


Figura 5.41

Comparación entre las correlaciones experimentales obtenidas para la relación de vacíos y las establecidas por otros autores.

Lo particular de esta correlación, al compararla con las otras que fueron expuestas para el Valle de México, es que en esta, se presentan ecuaciones que sobreestiman a la ecuación experimental [**Nishida (1956)** y **Sowers (1970)**]. Por otra parte, las ecuaciones establecidas por **Cozzolino (1961)**, **Azzouz (1976)**, **Hough (1967)** y **Adikara (1977)**, exponen resultados menores a los obtenidos con la ecuación experimental.

En conclusión, las correlaciones establecidas para el índice de plasticidad y el contenido de agua, no exponen similitudes con los resultados obtenidos por las ecuaciones que comúnmente se encuentran en la literatura. Mientras que las ecuaciones de **Nishida (1956)** y **Sowers (1970)** expuestas en la **figura 5.41**, obtuvieron mayores resultados que la ecuación experimental y las de los otros autores.

5.8. GENERALIDADES PRÁCTICAS.

Enseguida se muestra un ejercicio práctico, en el cual se obtendrá el índice de compresión con respecto a las propiedades índice del suelo y las correlaciones establecidas anteriormente, así como el asentamiento del estrato cohesivo presentado en la **figura 5.42**. Este ejercicio será útil para observar la variación del asentamiento utilizando las correlaciones determinadas en este capítulo, comparadas con los valores obtenidos con la ecuación de Terzaghi; se decidió recurrir a esta fórmula, ya que es una de las más utilizadas para obtener el índice de compresión.

Instrucción: Determinar el asentamiento por consolidación primaria en el estrato de arcilla de la **figura 5.42**:

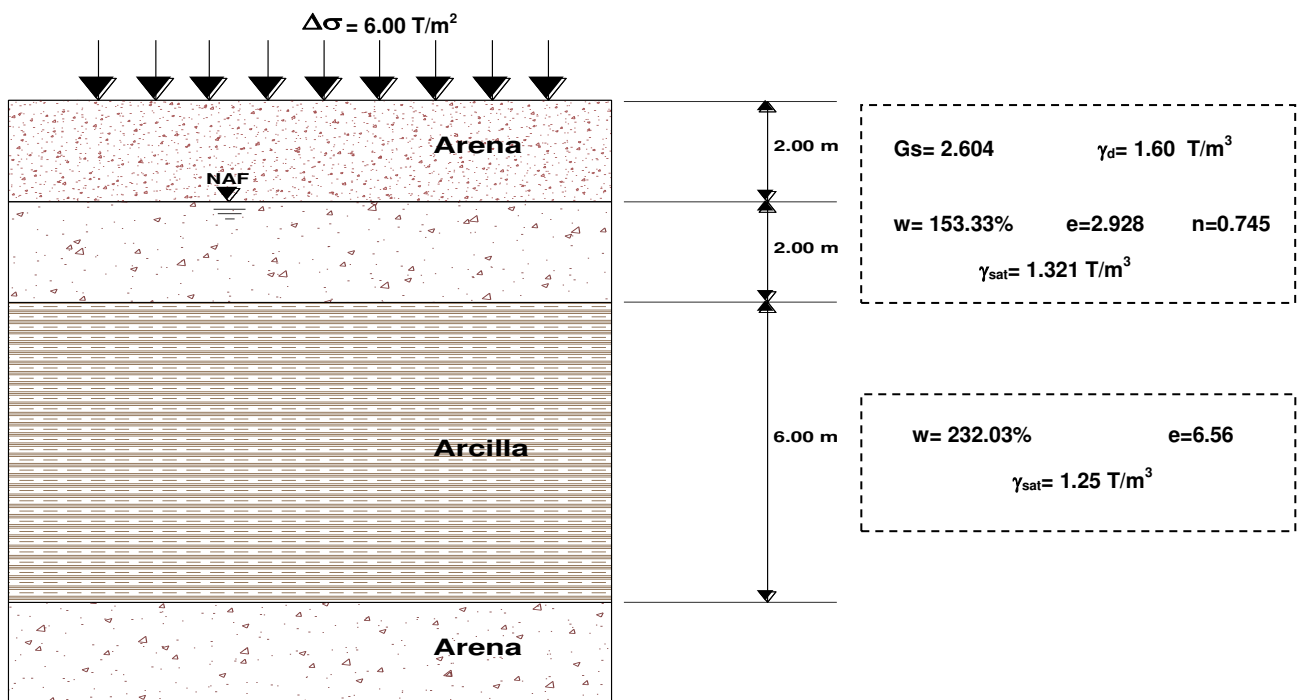


Figura 5.42
Estratigrafía compuesta por arena y arcilla.

Carga de la superficie: $\Delta\sigma = 6.00 \frac{T}{m^2}$

Arena: $\gamma_{seco} = 1.60 \frac{T}{m^3}$ $\gamma_{sat} = 1.321 \frac{T}{m^3}$

Arcilla: $\gamma_{sat} = 1.25 \frac{T}{m^3}$ $\sigma'_c = 9.00 \frac{T}{m^2}$

$e = 6.56$ $w_L[\%] = 281.00$ $w_P[\%] = 68.37$ $PI [\%] = 212.63$

$w [\%] = 232.03$ $C_c = 4.69$ $C_s = 0.12$

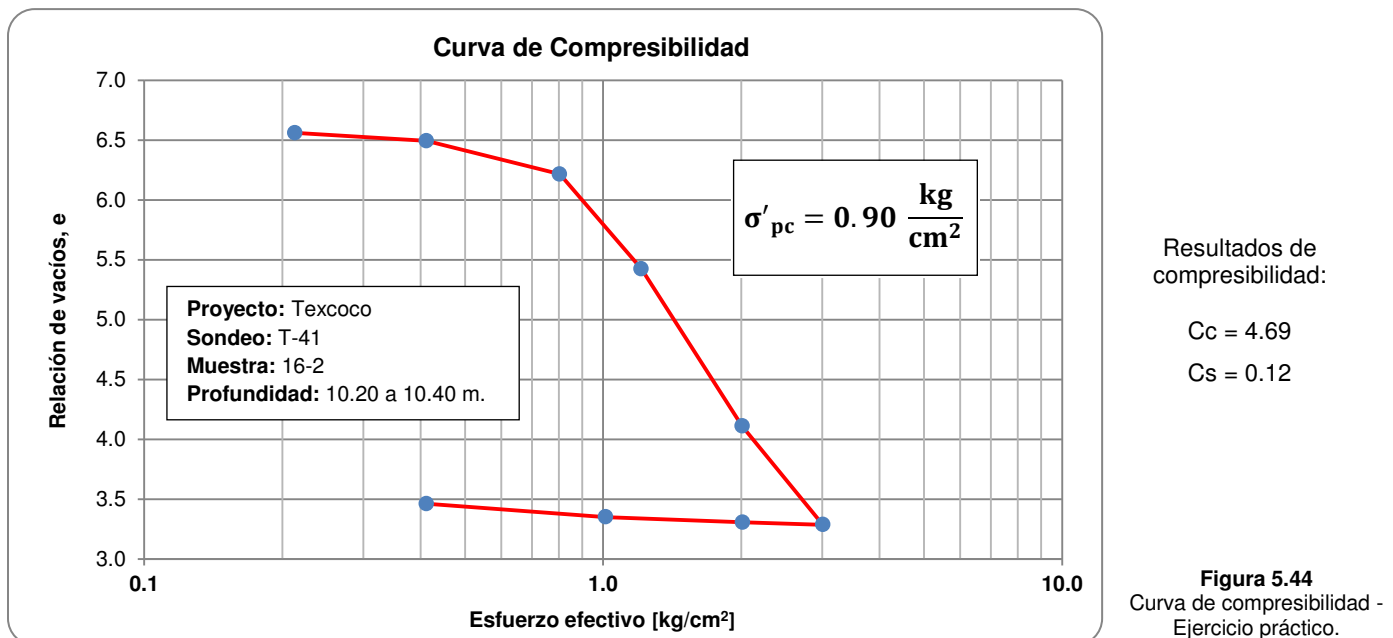
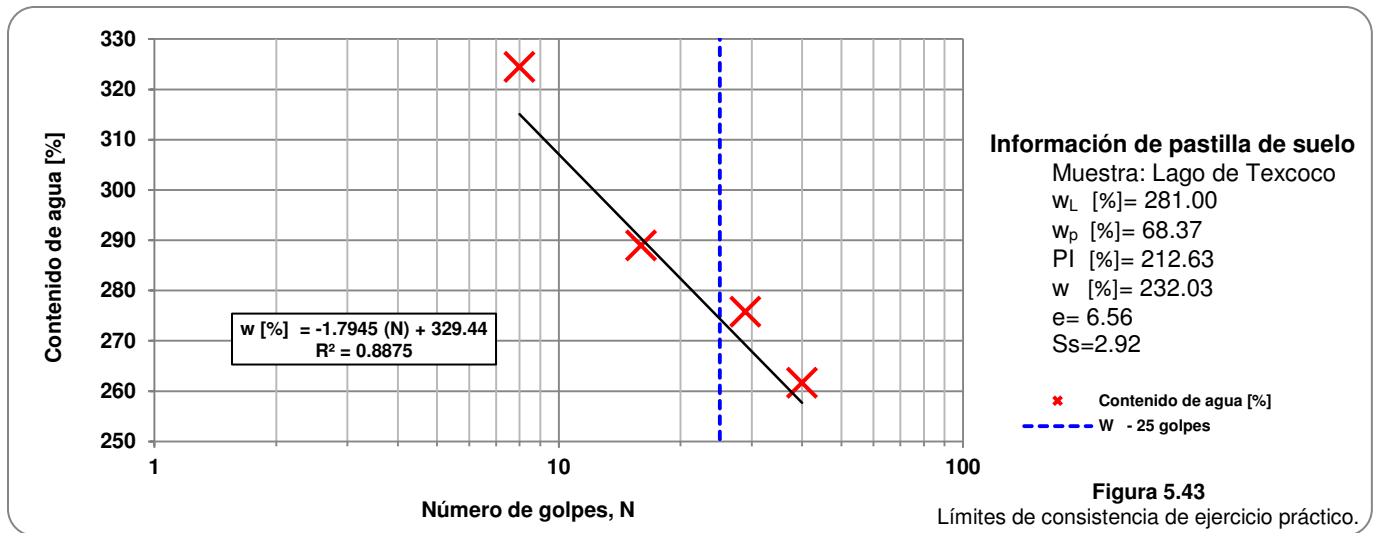
CORRELACIONES PARA OBTENER EL ÍNDICE DE COMPRESIÓN EN FUNCIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE

Tabla 5.10. Datos obtenidos en laboratorio para determinar el límite líquido.

No. Ensaye	Tara No.	No. de golpes	Tara+suelo húmedo [g]	Tara+suelo seco [g]	Peso agua [g]	Peso Tara [g]	Peso seco [g]	Contenido de agua [%]
1	56	40	64.879	59.837	5.042	57.910	1.927	261.65
2	33	29	75.270	69.895	5.375	67.946	1.949	275.78
3	2	16	79.196	73.220	5.976	71.152	2.068	288.97
4	9	8	78.740	72.449	6.291	70.510	1.939	324.45

Tabla 5.11. Datos obtenidos en laboratorio para determinar el límite plástico.

Tara No.	Tara+suelo húmedo [g]	Tara+suelo seco [g]	Peso Tara [g]	Peso agua [g]	Peso seco [g]	Contenido de agua [%]
3	48.283	47.705	46.863	0.578	0.842	68.65
3	47.885	47.471	46.863	0.414	0.608	68.09



Esfuerzo efectivo (promedio) a la mitad del estrato de arcilla:

$$\sigma'_0 = \left[2.0 \text{ m} \left(1.6 \frac{T}{\text{m}^3} \right) + 2.0 \text{ m} \left(1.321 \frac{T}{\text{m}^3} - 1.0 \frac{T}{\text{m}^3} \right) + 3 \text{ m} \left(1.25 \frac{T}{\text{m}^3} - 1.0 \frac{T}{\text{m}^3} \right) \right] \quad 5.18$$

$$\sigma'_0 = \left(3.20 \frac{T}{\text{m}^2} + 0.642 \frac{T}{\text{m}^2} + 0.75 \frac{T}{\text{m}^2} \right)$$

$$\sigma'_0 = 4.592 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_c = 9.00 \frac{T}{\text{m}^2} > \sigma'_0 = 4.592 \frac{T}{\text{m}^2}$$

$$\sigma'_0 + \Delta \sigma' = \left(4.592 \frac{T}{\text{m}^2} + 6 \frac{T}{\text{m}^2} \right) = 10.592 \frac{T}{\text{m}^2} \quad 5.19$$

Índice de compresión. Con la finalidad de realizar cálculos aproximados de consolidación primaria, Terzaghi propuso las siguientes fórmulas:

$$Cc = 0.009 (w_L - 10) \quad 5.20$$

$$Cc = 0.009 (281 - 10)$$

$$Cc = 2.439$$

Índice de expansión. Se determina con pruebas de laboratorio, y se encuentra entre el siguiente rango:

$$Cs = \frac{1}{5} \quad a \quad \frac{1}{10} Cc \quad 5.21$$

$$Cs \approx 0.49$$

Asentamiento en la zona preconsolidada:

$$\Delta H_p = \frac{Cs}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} H \quad 5.22$$

$$\Delta H_p = \frac{0.49}{1 + 6.56} \log \frac{10.592 \frac{T}{\text{m}^2}}{4.592 \frac{T}{\text{m}^2}} (6.0 \text{ m})$$

$$\Delta H_p = (0.06)(0.36)(6) = 0.13 \text{ m}$$

Asentamiento en la zona normalmente consolidada:

$$\Delta H_n = \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_0 + \Delta \sigma'}{\sigma'_0} H \quad 5.23$$

$$\Delta H_n = \frac{2.439}{1 + 6.56} \log \frac{10.592 \frac{T}{m^2}}{4.592 \frac{T}{m^2}} (6.0 m)$$

$$\Delta H_n = (0.32)(0.36)(6) = 0.69 m$$

Por lo que el asentamiento total será:

$$\Delta H_T = \Delta H_p + \Delta H_n \quad 5.24$$

$$\Delta H_T = 0.13 m + 0.69 m = \mathbf{0.82 m}$$

Enseguida se muestran en la **tabla 5.12**, los valores del índice de compresión y expansión, los asentamientos parciales y totales del ejercicio, utilizando las correlaciones establecidas en este trabajo. En la tabla se observa cómo los valores del índice de compresión y expansión, varían con respecto a los resultados obtenidos en la prueba de consolidación ($C_c=4.69$), y con la ecuación 5.20 ($C_c=2.439$).

Tabla 5.12. Valores de índice de compresión, índice de expansión, asentamientos parciales y totales.

Propiedad	Arcillas del Valle de México									Suelos cohesivos a nivel mundial								
	índice de compresión			índice de expansión			Asentamientos			índice de compresión			índice de expansión			Asentamientos		
	Laboratorio	Terzaghi	Correlaciones	Laboratorio	Terzaghi	Correlaciones	ΔH_p [m]	ΔH_n [m]	ΔH_T [m]	Laboratorio	Terzaghi	Correlaciones	Laboratorio	Terzaghi	Correlaciones	ΔH_p [m]	ΔH_n [m]	ΔH_T [m]
w_L	4.69	2.439	5.25	0.12	0.49	0.24	0.03	0.72	0.75	4.69	2.439	5.18	0.12	0.49	0.71	0.10	0.71	0.80
PI			5.67			0.25	0.03	0.77	0.81			5.60			0.77	0.10	0.77	0.87
w			4.18			0.19	0.03	0.57	0.60			4.21			0.58	0.08	0.58	0.65
e			4.37			0.21	0.03	0.60	0.63			4.45			0.61	0.08	0.61	0.69
w-w _L			5.70			0.21	0.03	0.78	0.81			4.41			0.60	0.08	0.60	0.68
e-w _L			4.71			0.20	0.03	0.64	0.67			4.63			0.63	0.09	0.63	0.72
PI-e			4.96			0.22	0.03	0.68	0.71			4.71			0.64	0.09	0.64	0.73
w-PI			4.84			0.21	0.03	0.66	0.69			4.50			0.61	0.08	0.61	0.70
e-w			4.56			0.20	0.03	0.62	0.65			4.46			0.61	0.08	0.61	0.69

Los valores mínimos y máximos de los asentamientos totales obtenidos: 0.60 y 0.81 con w y PI (regresión simple), 0.65 y 0.81 con e-w y w-w_L (regresión múltiple), sobreestiman los valores determinados con la ecuación de Terzaghi para arcillas del valle

de México ($C_c=2.439$), del mismo modo se observa para suelos cohesivos a nivel mundial. Sin embargo, como se muestra en la **tabla 5.12**, los valores del índice de compresión obtenidos con las nuevas correlaciones son más cercanos al C_c obtenido en la prueba del laboratorio.

De esta forma se tiene que tanto los índices de compresión y los asentamientos calculados pueden tomarse de forma estimativa, hasta verificar los parámetros que se obtengan en el laboratorio.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES.

- 1) El estudio de la compresibilidad, en el caso de la ciudad de México, adquiere especial importancia, tomando en cuenta la alta compresibilidad de las arcillas que forman gran parte del subsuelo, y el fenómeno de hundimiento regional que se presenta en la zona, lo cual afecta de manera muy marcada las edificaciones en una parte de la ciudad.
- 2) El índice de compresión es uno de los parámetros mejor conocidos en la mecánica de suelos, el cual es útil en el desarrollo de conceptos teóricos y la realización de trabajos prácticos.
- 3) La invención del consolidómetro de Terzaghi es considerado como la primera celda de drenaje.
- 4) El diseño del consolidómetro tuvo como finalidad demostrar el principio de esfuerzos efectivos. El establecimiento de este dispositivo permitió medir directamente la permeabilidad y asentamiento del espécimen, confirmando de esta manera las hipótesis básicas de la teoría de consolidación.
- 5) El origen de la celda Rowe se debió a que el consolidómetro de Casagrande presentaba diversas desventajas durante la realización de las pruebas, ya que no se contaba con un control suficiente sobre el drenaje y la medida de la presión poro inicial. Además de los errores que podían surgir al aplicar los esfuerzos mecánicamente debido a la fricción.
- 6) El diseño e implementación de un dispositivo como la celda Rowe dejó a un lado las largas y tediosas estancias en laboratorio, reduciendo de esta forma los errores humanos que se agregaban a la medición del desplazamiento y el tiempo en el consolidómetro de palanca.

- 7) Las pruebas de consolidación se deben diseñar para cada caso en particular, en lo que se refiere a presiones, de tal forma que las condiciones de prueba se apeguen en la medida que sea posible, a las condiciones reales a las que se someterá el suelo bajo la influencia de una estructura, a fin de tener una mejor estimación de los asentamientos posibles de la cimentación.
- 8) El uso de correlaciones empíricas entre los parámetros de compresibilidad y las propiedades índice permiten predecir el valor del asentamiento que se producirá en un sitio; por consiguiente, este tipo de correlaciones ha asumido un gran significado en el ámbito geotécnico, principalmente en el desarrollo práctico.
- 9) Las correlaciones establecidas en este trabajo, brindarán una herramienta práctica en el análisis preliminar de las condiciones de compresibilidad esperadas para los suelos.
- 10) Comparando los resultados de las correlaciones determinadas en función de una variable independiente para obtener el índice de compresión, se ha demostrado que la relación de vacíos presenta mayor coeficiente de correlación, 0.909:

$$C_c = 0.7974e - 0.8589 \quad 0.99 < e < 14.10$$

Lo anterior coincide con lo reportado en la literatura, en cuanto a que la propiedad índice que se ajusta mejor para obtener C_c es la relación de vacíos, por medio de modelos simples de regresión lineal.

- 11) El uso de múltiples parámetros del suelo para la medición del índice de compresión es recomendado. La compresibilidad del suelo está directamente relacionada con la reducción de volumen, por lo que una de las variables que, indudablemente se debe tomar en cuenta, es la relación de vacíos. Por otro lado, el límite líquido es una propiedad del material que depende del tipo de suelo, el tamaño de las partículas y las características de superficie de dichas partículas, por lo que se puede tomar como otra de las variables para tal estimación. Atendiendo a lo anterior, la correlación múltiple que representa la mejor aproximación debido a que obtuvo menor error típico (1.21) es:

$$C_c = 0.6608e + 0.0044w_L - 0.8572$$
$$0.99 < e < 14.10 \quad 60.40\% < w_L < 468.00\%$$

Ya que por un lado relaciona una propiedad del material que depende del tipo de suelo, y por otro, una variable directamente proporcional a la reducción del volumen

del mismo suelo, relacionadas con las características del suelo in situ, esto es, con su historia de cargas. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el límite líquido corresponde a un contenido de agua, por lo que debe considerarse sólo en el caso de que el suelo se encuentre completamente saturado.

RECOMENDACIONES.

- 1) Las correlaciones establecidas en la literatura toman en cuenta la región donde está ubicado el sitio de estudio, así como el tipo de suelo, por lo que su uso en la práctica debería ser limitado.
- 2) En este trabajo se establecieron correlaciones que no deberán sustituir el trabajo de laboratorio, el cual se realizará para obtener un análisis definitivo de las propiedades de compresibilidad que serán utilizadas en el diseño de la cimentación.
- 3) Se sugiere tomar valores mayores de 32%, 10%, 15% y 0.90 para el límite líquido, índice de plasticidad, contenidos de agua y relación de vacíos, respectivamente. Con el objetivo de obtener un resultado positivo del índice de compresión en las estimaciones que se requieran. En resumen, deberán utilizarse los siguientes rangos de valores:

$$32.00\% < w_L < 468.00\%$$

$$10.00\% < PI < 364.68\%$$

$$15.00\% < w < 489.00\%$$

$$0.90 < e < 14.10$$

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. ABDRAJBO, F. M. y Mahmoud M. A. (1990): **Technical Note: Correlations between index test and compressibility of Egyptian clays**, Soils and Foundations, Volumen 30, No. 2, Junio, págs. 128-132.
2. ALDRICH, H. P. (1951): **Analysis of foundation stresses and settlement at the Hayden library**, Sc. D., Tesis, MIT.
3. AL-KHAFAJE Amir, Wadi y Andersland, Orlando B. (1992): **Geotechnical Engineering and Soil Testing**, Oxford University Press, Nueva York.
4. AL-KHAFAJI A., W. N., Andersland, O. B. (1992): **Equations for compression index approximation**, Journal Geotechnical Engineering, ASCE, Volume 118, No.1, págs. 148-153.
5. ASTM D4767-11 (2011): **Standard Test Method for Consolidated –Undrained Triaxial Compression Test fir Cohesive Soils**.
6. AZZOUZ, A. S. *et al.* (1976): **Regression Analysis of Compressibility**, Soils and Foundation, Volumen 16, No.2, págs.19-29.
7. BARDEN, Laing (1965): **Consolidation of Clay with Nonlinear Viscosity**, Geotechnique, Volumen 15, No.4, págs. 345-362.
8. BARDEN, Laing y Younan, N.A. (1969): **Consolidation of Layered Clays**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6, págs. 413-429.
9. BARNES, Graham (2000): **Soil mechanics: Principles and Practice**, ed. Palgrave, Nueva York.
10. BAZARAA, A.; Sheriff, M. M. y Mashour, M. (1986): **Some geotechnical properties of port said silty clay**, Journal of Egyptian SSMFE, Volumen 1, págs. 27-34.
11. BJERRUM, M., Leroueil, S. y Murthy , B.R.S. (1994): **Viscous Behavior of Natural Soft clays**, Proceedings of the 13th International conference on Soils and Foundation Engineering, Volumen 1, pp. 411-416, Nueva Delhi.
12. BOWLES, Joseph A. (1982): **Foundation analysis and design**, ed. McGraw-Hill, Nueva York.
13. BROWN, J. D. y Rashid M. A. (1975): **Geotechnical Properties of Nearshore Sediments of Canso Strait, Nova Scotia**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 12, págs. 44-55.
14. CARRIER, W. D. (1985): **Consolidation parameters derived from index tests**, Geotechnique, Volumen 35, No.2, págs. 211-213.

15. COZZOLINO, V. M. (1961): **Statistical Forecasting of Compression Index**, Proc. Of the 5th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volumen 1, págs.51-53.
16. DAS Braja, M. (1998): **Fundamentos de ingeniería geotécnica**, ed. Thomson, México.
17. DAS Braja, M. (2001): **Principles of Geotechnical engineering**, ed. International Thomson Publishing, Nueva York.
18. DIMITRI, Pavlovitch, Krynine (1947): **Soil mechanics: Its principles and structural applications**, ed. McGraw-Hill, New York.
19. FLOR6ES Castrellón, O., Romo, M., Castellanos, E. y Gómez, E. (2002): **Automatización del equipo triaxial dinámico de columna resonante**, XXI Reunión de Mecánica de Suelos, Santiago de Querétaro, Noviembre.
20. FLORES Castrellón, Osvaldo (2009): **Apuntes del laboratorio de Mecánica de Suelos**, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México. Documento no publicado.
21. FRANCO Casas, Francisco Javier (2002): **Evaluación de las propiedades Geotécnicas del sitio Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) a 15 años del sismo de 1985**, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
22. GARGA Vinod K. (1988): **Effect of sample size on consolidation of a fissured clay**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25, págs. 76-84.
23. GORO Imai y Yi-Xin Tang (1992): **A constitutive equation of one-dimensional consolidation derived from inter-connected test**, Soils and Foundations, Volumen 32, No. 2, Junio, págs. 83-96.
24. GORO Imai, *et. al.* (2003): **One-dimensional consolidation modeling based on the isotach law for normally consolidated clays**, Soils and Foundation, Volumen 43, No. 4, Agosto, págs. 173-188.
25. HANZEN, Allen (1920): **Hidraulic Fill Dams**, American Society of Civil Engineers, Vol.83, págs. 1713-1745.
26. HEAD, H.K. (1986): **Manual of Soil Laboratory Testing: Effective Stress Tests**, Volume 3, ELE International Limited, Londres.
27. HIDALGO Mejía, Juliana (2007): **Consolidación de suelos visco-plásticos: Generación de presión de poro y deformaciones diferidas**, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
28. HIROYUKI Tanaka (2004): **Ageing effects on consolidation properties – based on the site investigation of Osaka Pleistocene Clays**, Soils and Foundations, Volumen 44, No. 6, Diciembre, págs. 39-51.
29. HIROYUKI Tanaka, *et. al.* (2001): **Characterization of Singapore, Bangkok, and Ariake clays**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, págs. 712-722.

-
30. Hough, B. K. (1957): **Basic Soil Mechanics**, ed. Ronald Press, Nueva York, págs. 139-151.
31. JAIME, P. A., Romo, M. P. y Ovando, S. E. (1987): **Características Estáticas y Dinámicas el suelo en el sitio SCT**, proyecto 6504, elaborado para el Departamento del Distrito Federal, Instituto de Ingeniería, UNAM.
32. JIMÉNEZ Salas, José A. (1951): **Mecánica de Suelos y sus aplicaciones a la Ingeniería**, Madrid.
33. JUÁREZ Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso (1976): **Mecánica de Suelos**, Tomo I, Teoría y aplicaciones de la Mecánica de suelos, ed. Limusa, México, D.F.
34. KARL Sauer E., *et. al.* (1993): **Compression characteristics and index properties of tills and intertill clays in southern Saskatchewan - Canada**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, págs. 257-275.
35. KATSUTADA Onitsuka, *et. al.* (1995): **Interpretation of oedometer test data for natural clays**, Soils and Foundations, Volumen 35, No. 3, Septiembre, págs. 61-70.
36. KOICHI Akai, *et. al.* (1991): **Long-Term consolidation characteristic of diluvial clay in Osaka Bay**, Soils and Foundations, Volumen 31, No. 4, Diciembre, págs. 61-74.
37. KOICHI, Akai; Masashi, K.; Sano, I. y Kenichi, Soga (1991): **Long-term consolidation characteristic of diluvial clay in Osaka Bay**, Soils and Foundation, Diciembre, Volumen 31, No.4, págs. 61-74.
38. KOPPULA, S. D. (1981): **Statistical estimation of compression index**, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Volumen 4 (2), págs.68-73.
39. KUMATE, Jesús y Marcos Mazari (1990): **Problemas de la Cuenca de México**, El Colegio Nacional, México.
40. LADD, C. C. (1971): **Settlement analyses for cohesive soils**, Mass. Inst., Tech., Special Summer Program, págs. 56-68.
41. LAMBE, W. y Whitman, R. (1969): **Mecánica de Suelos**, ed. Limusa, México.
42. LEE, Kin-Man y Patrick C. C. Ng. (1999): **A geotechnical investigation of marine deposits in a nearshore seabed for land reclamation**, Volumen 36, págs. 981-1000.
43. LEONARDS, G. A. (1977): **Estimating consolidation settlements of Shallow foundations at the site**, Proceedings of the 13th International Conference on soils Mechanics and Foundation Engineering, Volumen 2, págs. 421-424.
44. LEONARDS, G. A. y Altschaeffl A. G. (1964): **Compressibility of Clay**, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volumen 90, No.SM5, págs. 133-156.
45. LEONI J., Augusto (2008): **Geotecnia I – Guía Práctica para el seguimiento de las clases teóricas: Consolidación de Suelos**, obtenido el 25 de Abril del 2011 desde: <http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/Capitulo%205%20Consolidacion%20de%20suelos.pdf>
-

46. LEROUEIL, S. *et. al.* (1985): **Strees-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays**, Géotechnique, Volumen 35, No.2, págs. 159-180.
47. MARSAL Y MAZARI (1959): **The subsoil of Mexico city** , Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Mexico, México.
48. MATURANA Franco, Elkin Ovidio y Abello Acosta, Luis Eduardo (1994): **Correlación entre el índice de compresión y el límite líquido para limos y arcillas provenientes del batolito antioqueño en el municipio de Santuario**, Tesis para obtener el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de Colombia sede Medellín, Facultad de Minas, Medellín.
49. MAYNE, P. W. (1980): **Cam-clay predictions of undrained strength**, Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineering, Volumen 106, No.11, págs. 1219-1242.
50. MESRI, G., Rokhsar, A. y Bohor, B. H. (1975): **Composition and compressibility of typical samples of México City clay**, Geotechnique, Volumen 25, págs.527-554.
51. MESRI, G., y Godlewsky, P. M. (1977): **Time and Stresses Compressibility Interrelationship**, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, págs.417-430.
52. MOOSER, F. (1996). **Nuevo mapa geológico de las Cuencas de México, Toluca y Puebla**, Comisión Federal de Electricidad, México.
53. MURRAY, R. (1996): **Probabilidad y Estadística**, ed. Mc GrawHill/Schaum, México.
54. NAGARAJ T., y Murthy, B.R.S. (1985): **Prediction of the preconsolidation pressure and recompression Index of Soils**, Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.8, No.4, págs. 199-202.
55. NAKASE, A., Kamei, T. y Kusakabe, O. (1988): **Constitute parameters estimated by plasticity index**, Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineering, Volumen 114, No. GT7, págs. 844-858.
56. NASH D. T. y Sills G. C. (1992): **One-dimensional consolidation testing of soft clay from Bothkennar**, Géotechnique, Volumen 42, No.2, págs. 241-256.
57. NISHIDA, Y. (1956): **A brief Note on Compression Index of Soils**, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Volumen 82, No.SM3, págs. 1027-1 a 1027-14.
58. OVANDO-Shelley, E. y Takahashi, V. (1998): **Cambios y evolución de las propiedades del subsuelo de la Ciudad de México**, Ingeniería Civil, No. 348, pág. 39-47.
59. OVANDO-Shelley, E., Flores Guzmán, M., *et. al.* (2006): **Diseño geotécnico para las torres de transmisión de la línea de 400 kV derivación Lago-I, de Luz y Fuerza del Centro**, Ingeniería Civil, Diciembre.
60. PANIAGUA Zavala, Walter Iván (1989): **Deformabilidad de arcillas, incluyendo compresión secundaria**, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autonoma de México, México.

-
61. RENDON Herrero, O. (1983): **Universal Compression Index Equation**, Discussion, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Volumen 99, No.SM1, págs.122-137.
62. RESÉNDIZ, D., G. Springall, J. M. Rodríguez y R. Esquivel (1970): **Información reciente sobre las características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México**, Memorias de la 5ª Reunión Nacional de Mecánica de Suelo, Tomo 1, SMMS, México, Noviembre.
63. ROWE, Peter W. y Laing Barden (1966): **A new Consolidation Cell**, Géotechnique, págs. 162-170.
64. SHEAHAN, T.C y Watters, Patrick J. (1995): **Using an Automated Rowe Cell for Constant Rate of Strain Consolidation Testing**, America Society for testing and materials (ASTM), Vol. 19, No. 4, Diciembre, págs. 354-363.
65. SKEMPTON, A. W. (1944): **Notes on the compressibility of clays**, Quarterly Journal of Geological Society of London, Volumen 100, págs. 119-135.
66. SOWERS, G. B. y Sowers, G. E. (1970): **Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones**, ed. Macmillan, Nueva York, 556 págs.
67. SRIDHARAN A. y Nagaraj H. B. (2000): **Compressibility behaviour of remoulded, finegrained soils and correlation with index properties**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, págs. 712-722.
68. SRIDHARAN A. y Nagaraj, H.B. (2004): **Coefficient of Consolidation and its Correlation with Index Properties of Remolded Soils**, ASTM, Vol. 27, No. 5, págs. 469-474.
69. SUKLE, (1957): **The analysis of the consolidation process by Isotaches Method**, Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.
70. TERZAGHI, K. y Peck, R. B. (1967): **Soil Mechanics in Engineering Practice**, ed. Wiley International, USA.
71. TERZAGHI, Karl Von (1925): **Erdbaumechanik**, ed. Franz Deuticke, Viena.
72. TERZAGHI, Karl Von y Frölich, Otto Karl (1936): **Theorie der setzung von tonschichten; eine einföhrung in die analytische tonmechanik**, ed. Franz Deuticke, Alemania.
73. VALDEZ Llamas, Yolanda Patricia (2002): **Análisis geoestadísticos de la estratigrafía del subsuelo marino en un área de la sonda de Campeche**, Tesis para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
74. WHITMAN, R. V., Richardson, A. M. y Healy, K. A. (1961): **Time-logs in pore pressure measurements**, Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech., Volumen 1, págs. 407-411.
75. WROTH, C.P. y Wood, D. M. (1978): **The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils**, Canadian Geotechnical Journal, Volumen 15, págs. 137-145.

REFERENCIAS

76. YIN, J. H. (1999): **Properties and behavior of Hong Kong marine deposits with different clay contents**, Canadian Geotechnical Journal, Volumen 36, págs.1085-1095.
77. YOON Lim, Gil; Tak Kim, Byung y Soo Jeon, Sang (2004): **Note: Empirical correlations of compression index for marine clay from regression analysis**, Canadian Geotechnical Journal, Volumen 41, págs. 1213-1221.
78. ZEEVAERT, Leonardo (1986): **Viscosidad intergranular en suelos finos saturados**, División de estudios de posgrado, Facultad de Ingeniería UNAM, publicación D-59, México, D.F.

ANEXOS

ANEXO A – TÉCNICA EXPERIMENTAL

TÉCNICA EXPERIMENTAL

A.1. PROCEDIMIENTO DE LABRADO DE LA MUESTRA.

Para realizar los ensayos en la celda Rowe se utilizaron muestras inalteradas. Estas muestras fueron extraídas de tubos Shelby de 4" de diámetro. Las herramientas necesarias para el labrado de las probetas de suelo se muestran en la **figura A.1**.

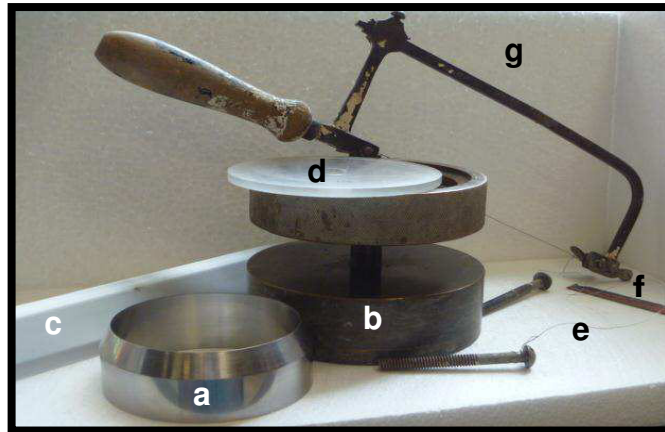


Figura A.1
Implementos para labrado de probetas de suelo: a) anillo de metálico, b) torno de labrado, c) regla, d) tapa de plástico, e) alambre metálico, f) segueta, g) arco de corte.

El proceso de labrado de la probeta de suelo es el siguiente:

1. Se registran los datos de identificación mostrados en el tubo de pared delgada. Después de ello, se destapa el cilindro quitándole al suelo el material seco o las grietas que presente con una espátula, (**figura A.2 a-b**) raspando y enrasando la muestra. Dicho proceso se denomina careado.

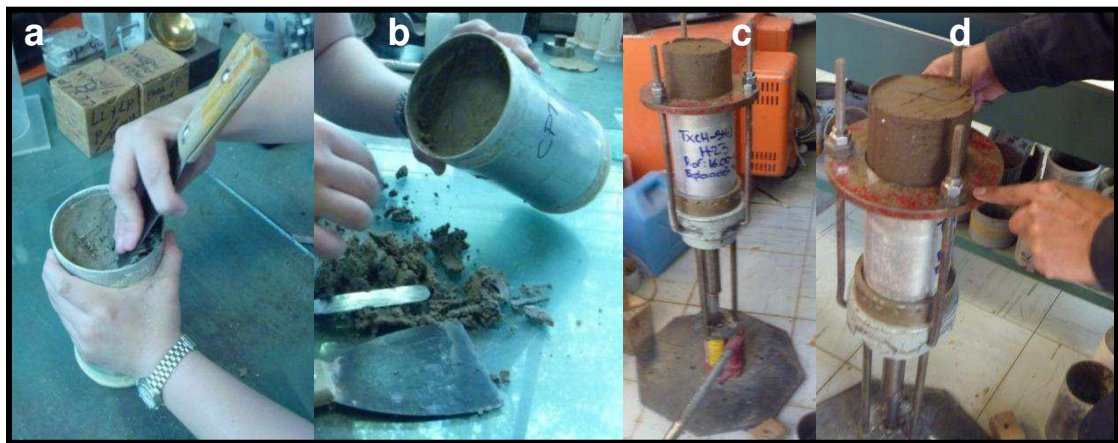


Figura A.2
a) Careado de suelo, b) limpieza de la superficie del espécimen, c) extracción de la muestra de suelo del tubo Shelby, d) corte de la sección de suelo que se labrará para la prueba de consolidación.

ANEXO A – TÉCNICA EXPERIMENTAL

2. Enseguida se extrae la muestra de suelo con un gato hidráulico, cortando aproximadamente 8 cm del suelo con un cortador de alambre. Después de extraer la sección de suelo, se cubre con una franela húmeda y se toma de la parte inferior, para colocarla sobre un vidrio.
3. Se coloca una "X" en la parte superior de la muestra de suelo para no confundirla (**figura A.3**). Luego se marca ligeramente el espécimen con el anillo metálico, previamente aceitado. Después, se coloca el suelo sobre una base de plástico para facilitar su corte.



Figura A.3
Establecimiento del diámetro en la muestra usando el anillo metálico, para su corte y labrado.

4. Se inicia el proceso de labrado, con el recorte de la periferia del círculo marcado, utilizando un arco limpio y húmedo (**figura A.4**). El recorte se hace hasta que la probeta alcanza un diámetro de aproximadamente 7.50 cm y 3 cm de espesor, dimensiones que corresponde al anillo metálico.



Figura A.4
Recorte de probeta de suelo haciendo uso de arco.

5. Enseguida se coloca el anillo metálico en la parte superior del suelo con su filo hacia abajo, para empujarlo y hacerlo penetrar en la muestra, hasta dejar suficiente material en ambos lados del anillo. Luego se coloca el anillo y la muestra de suelo sobre el torno de labrado para iniciar a recortar sus bordes con una segueta. Después, haciendo uso de un arco y una regla metálica se pule y afina la superficie. Este proceso se realiza tanto en los extremos superior e inferior. Inmediatamente después, se limpia cualquier residuo de suelo que haya quedado en el anillo metálico (**figura A.5**).



Figura A.5
Proceso de labrado de la pastilla de suelo.

6. Finalmente, se pesa el anillo con el material y la tapa de plástico, para posteriormente obtener el peso inicial de la muestra. Este valor es necesario para determinar las relaciones volumétricas iniciales, el cual se registra en la ventana del programa de *datos generales*. En estas condiciones, la muestra está lista para ser montada en la celda e iniciar la etapa de saturación. Con los recortes obtenidos durante el labrado, se determina el contenido de agua natural del suelo y los límites de consistencia.

Después de terminar la etapa de labrado, inicia el montaje de la probeta de suelo en el cuerpo de la celda Rowe. Para ello, es necesario verificar que todos los componentes de la celda estén secos y limpios. El aro-sello de la base debe encontrarse

en buenas condiciones, además de ser recubierto con una capa delgada de grasa de silicón. También es necesario que los filtros que se colocan durante el montaje estén saturados, por lo que deben sumergirse en agua destilada. Para que la etapa de consolidación se desarrolle de forma correcta, es importante saturar las líneas del equipo con agua destilada y completamente desaireada; lo cual, se desarrolla al llenar de agua la interfase de la línea presión axial, misma que envía agua a todas las demás líneas que se conectan directamente a la celda.

A continuación se expondrán los pasos que deben realizarse para saturar el sistema, así como las válvulas que intervienen en dicho proceso:

1. Abrir las válvulas 6 y 18 para llenar la bureta. La válvula 17, debe estar abierta para que el agua dentro de la bureta se encuentre a presión atmosférica, lo cual permite la entrada del líquido.
2. Al tener la válvula 6 abierta, se hará lo mismo con la 7, para que la interfase de agua se llene. Esta interfase tiene en su sección superior un perno que debe desatornillarse para no crear vacío en el interior del recipiente, y así llenarlo completamente. Después de observar flujo a través del orificio superior de la tapa de la interfase, se vuelve atornillar el perno.
3. Para iniciar con la saturación de las líneas, permanecerán abiertas las válvulas 7 y 19, hasta que por esta última se observa un flujo consistente de agua.
4. Las válvulas 11, 13, 14 y 16 deberán abrirse para que ingrese agua a la línea de presión de poro en la base de la celda. Debido a la importancia que tiene la saturación de esta línea, deberá permitirse la salida de una considerable cantidad de agua en la base, para asegurar de esta manera que no queden burbujas de aire atrapadas. También deberá estar saturada la línea secundaria, lo cual se verifica al observar salir agua de la válvula 14.

A.2. MONTAJE DE LA PROBETA DE SUELO.

Los elementos necesarios durante el montaje de la probeta son expuestos en la figura A.6.



Figura A.6
Elementos necesarios para el montaje de la probeta de suelo.

El procedimiento de montaje desarrollado durante la prueba fue el siguiente:

1. Se coloca en forma invertida el cuerpo de la celda previamente aceitado, ubicando en su parte inferior el disco de nylamid más grueso, el cual sirve como aumento. Enseguida se sitúa un segundo anillo metálico sobre el cuerpo de la celda, con el objetivo de guiar al espécimen de suelo durante esta etapa (**figura A.7**).



Figura A.7
Proceso de ensamblaje de piezas de la Celda Rowe durante la etapa de montaje.

2. El anillo de labrado, junto con la probeta de suelo, se centran en el anillo guía. Después se empuja cuidadosamente el espécimen con un pisón de acrílico, para deslizarlo y acomodarlo dentro del cuerpo de la celda. Enseguida se quita el anillo de labrado y el guía, para colocar papel filtro en el extremo de la muestra que estuvo en contacto con el pisón, con el objetivo de evitar el transporte de partículas hacia las líneas de drenaje en la base de la celda (**figura A.8**).



Figura A.8
Forma de colocar el anillo metálico y la muestra de suelo en el cuerpo de la celda.

3. Enseguida se ubica el cuerpo de la celda con la pastilla del suelo sobre la base, tomando las debidas precauciones para no desacomodar el o-ring. Después se
-

quita el disco rígido de nylamid. Sobre el espécimen se coloca un filtro, para evitar el contacto directo del diafragma con el suelo (**figura A.9**).



Figura A.9
Colocación de base y cuerpo de la celda Rowe.

4. A la parte inferior de la cubierta se le coloca grasa para que al hacer contacto con el diafragma selle de manera adecuada (**figura A.10**), también es engrasada la parte superior del cuerpo de la celda.



Figura A.10
Engrasado de la parte inferior de la tapa de la celda, para sellado de diafragma.

5. Después se acomoda la cubierta sobre la celda, alineándola con respecto a la base, con la finalidad de asegurar los tornillos. Debe tenerse cuidado para que tanto la cubierta, el cuerpo y la base de la celda integren un solo sistema y que el diafragma quede centrado sobre el cuerpo de la celda, para evitar filtraciones o fugas de agua.

Una vez que la celda está completamente ensamblada, se ubica adecuadamente el transductor de desplazamiento LVDT en el centro de la cubierta de la celda, en posición vertical y cercana a cero. Lo anterior se realiza monitoreando la posición del sensor en el programa de ajuste de presiones en la computadora.

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

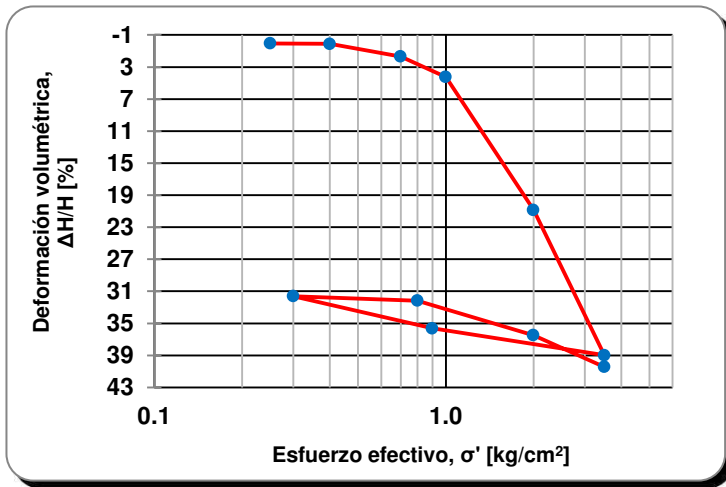


Figura B.1

Curva de compresibilidad: Deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo con $w_L=169.62\%$ y $C_c=3.28$, Vázquez (2009).

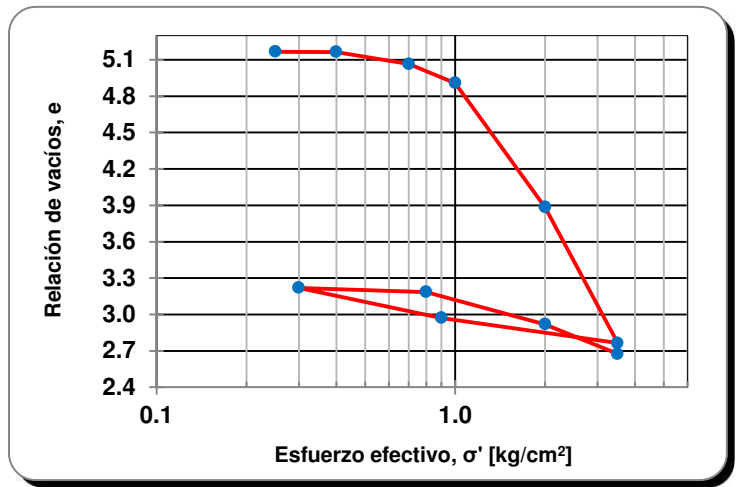


Figura B.2

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $w_L=169.62\%$ y $C_c=3.28$, Vázquez (2009)

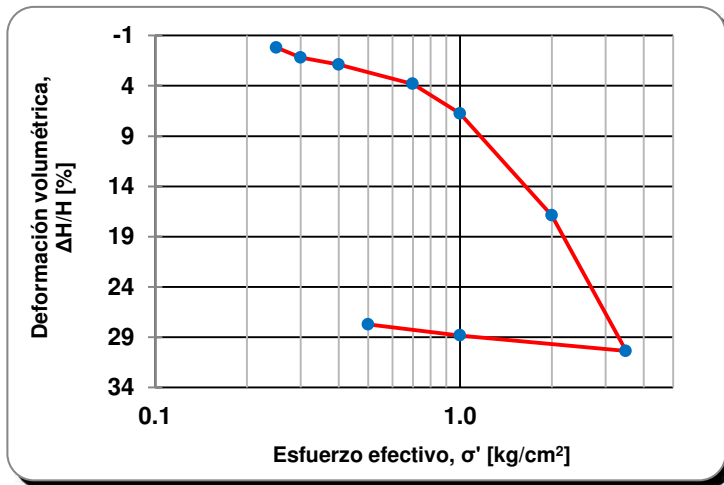


Figura B.3

Curva de compresibilidad: Deformación vs. esfuerzo efectivo con $w_L=183.35\%$ y $C_c=2.31$, Vázquez (2009).

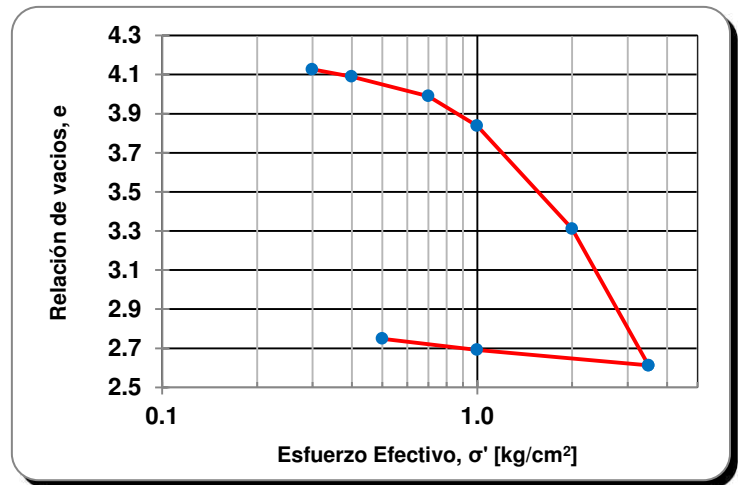


Figura B.4

Curva de compresibilidad de la relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $w_L=183.35\%$ y $C_c=2.31$, Vázquez (2009).

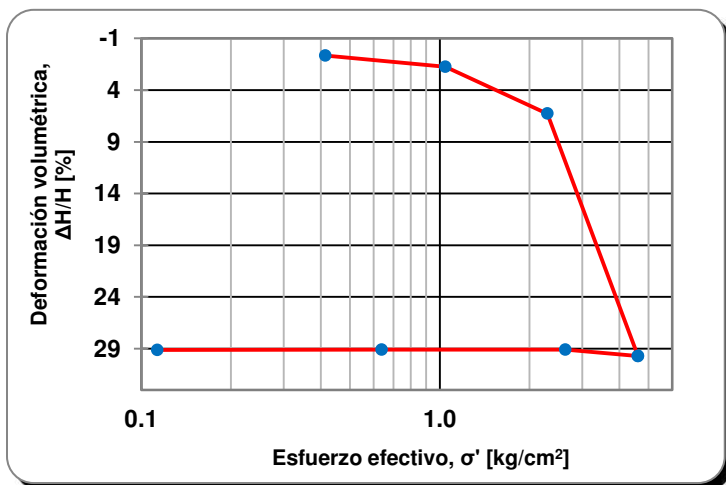


Figura B.5

Curva de compresibilidad: Deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo con $e=6.13$ y $C_c=5.55$, Hidalgo (2006).

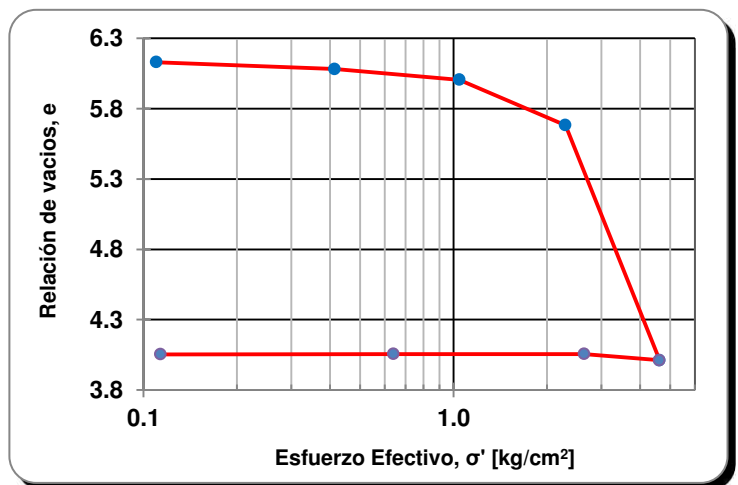


Figura B.6

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.13$ y $C_c=5.55$, Hidalgo (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

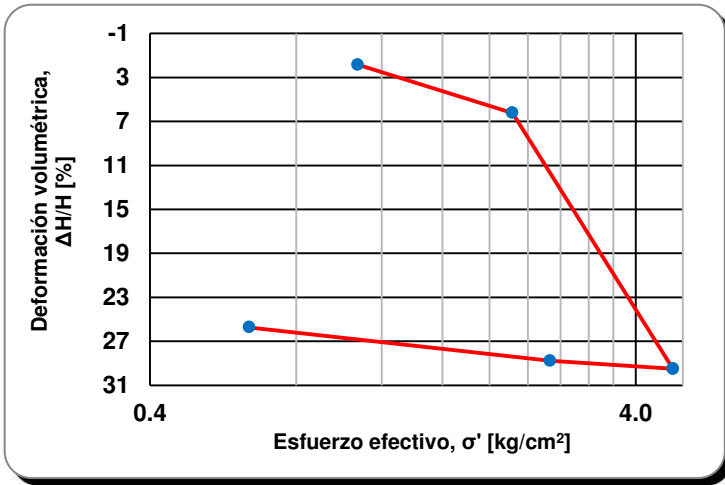


Figura B.7

Curva de compresibilidad: Deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo con $e=5.65$ y $C_c=4.68$, Hidalgo (2006).

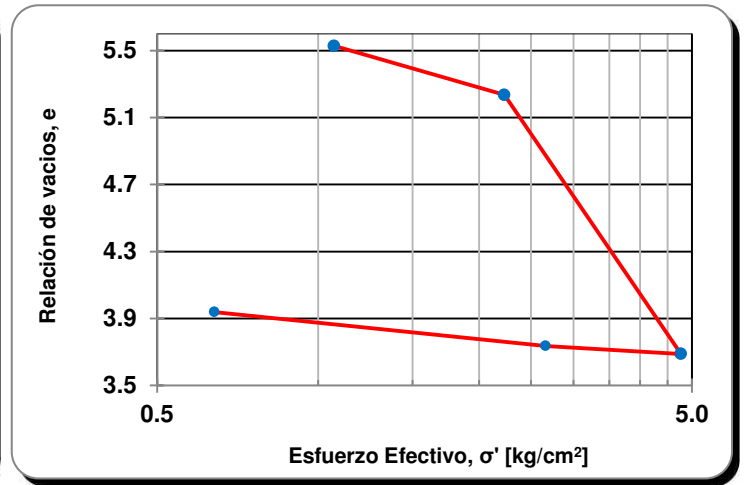


Figura B.8

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.65$ y $C_c=4.68$, Hidalgo (2006).

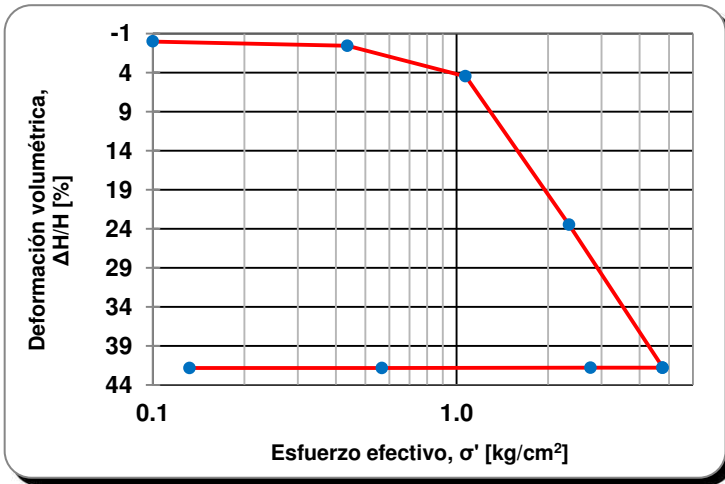


Figura B.9

Curva de compresibilidad de la deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo con $e=7.54$ y $C_c=4.91$, Hidalgo (2006).

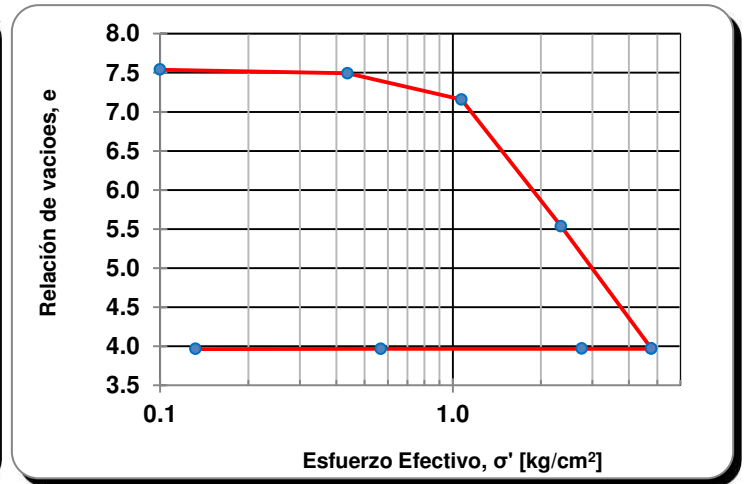


Figura B.10

Curva de compresibilidad de la relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.54$ y $C_c=4.91$, Hidalgo (2006).

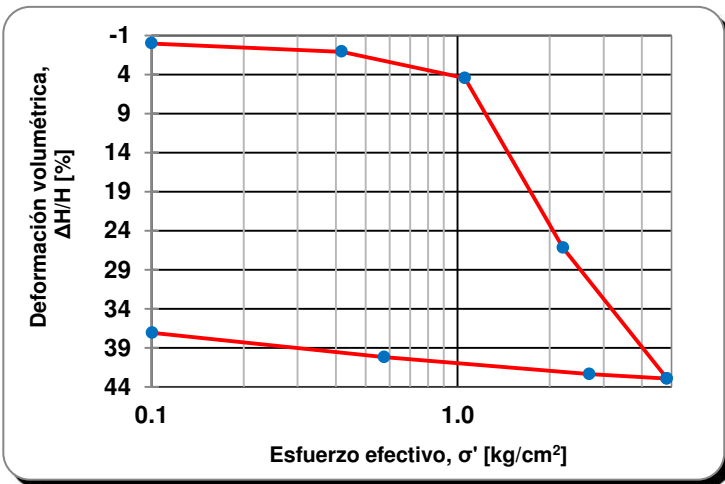


Figura B.11

Curva de compresibilidad: Deformación volumétrica vs. Esfuerzo efectivo con $e=6.55$ y $C_c=4.43$, Hidalgo (2006).

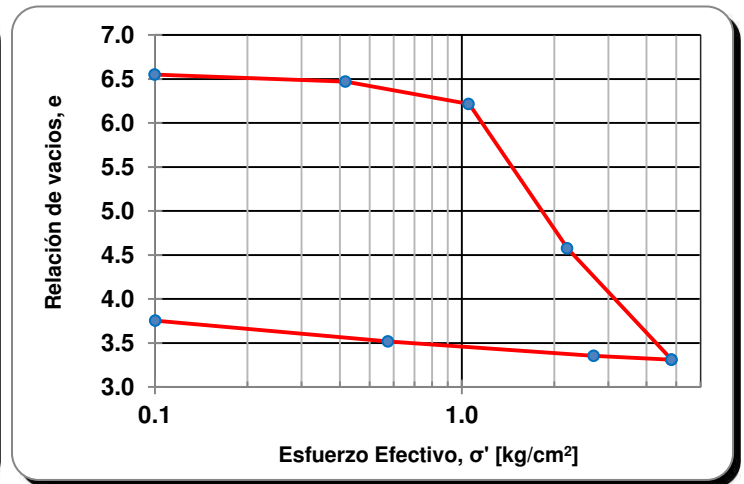


Figura B.12

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. Esfuerzo efectivo con $e=6.55$ y $C_c=4.43$, Hidalgo (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

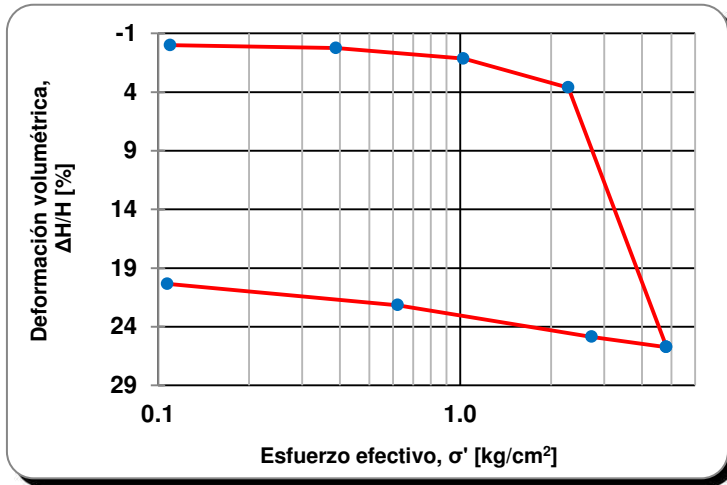


Figura B.13

Curva de compresibilidad: Deformación volumétrica vs. esfuerzo efectivo con $e=7.26$ y $C_c=5.62$, Hidalgo (2006).

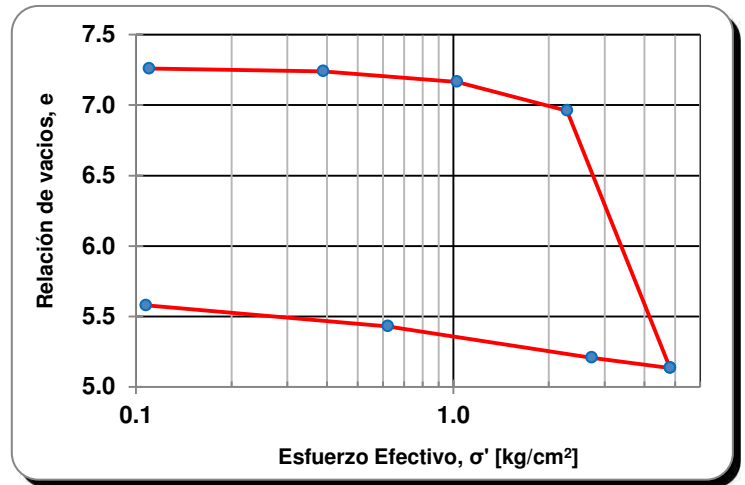


Figura B.14

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.26$ y $C_c=5.62$, Hidalgo (2006).

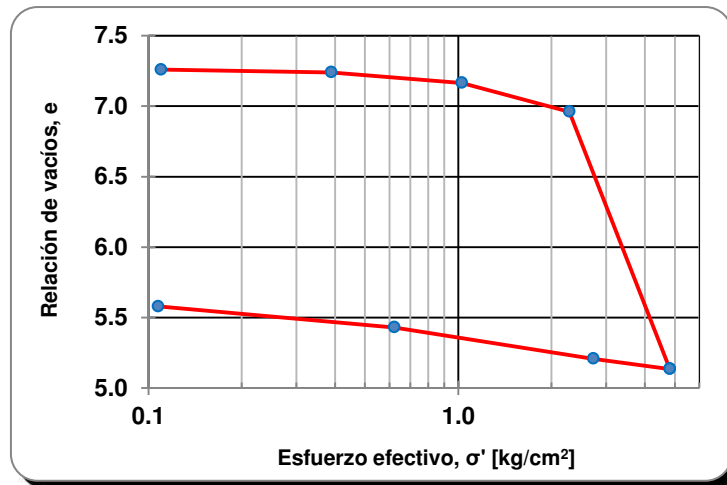


Figura B.15

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.16$ y $C_c=1.36$, Instituto de Ingeniería (2006).

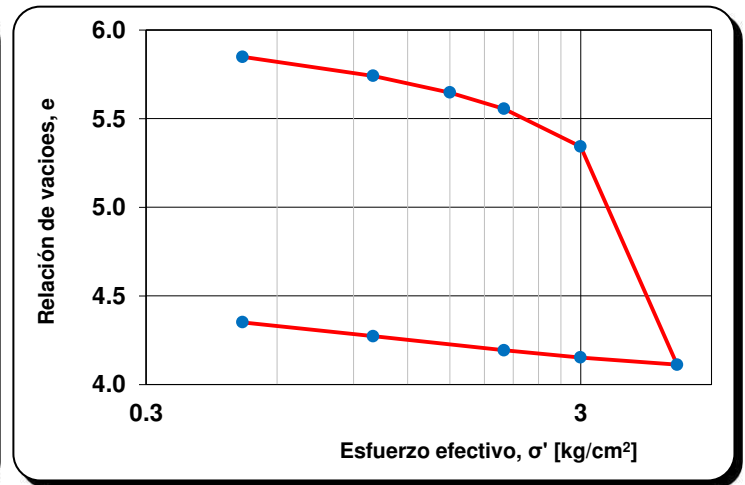


Figura B.16

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.04$ y $C_c=5.54$, Instituto de Ingeniería (2006).

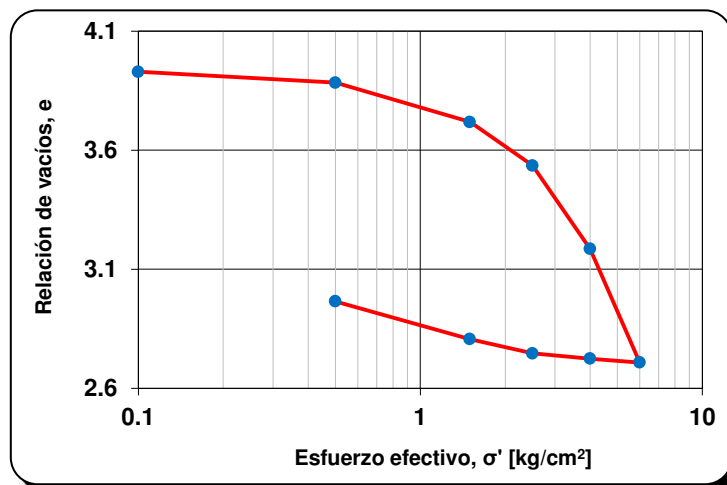


Figura B.17

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=3.93$ y $C_c=2.73$, Instituto de Ingeniería (2006).

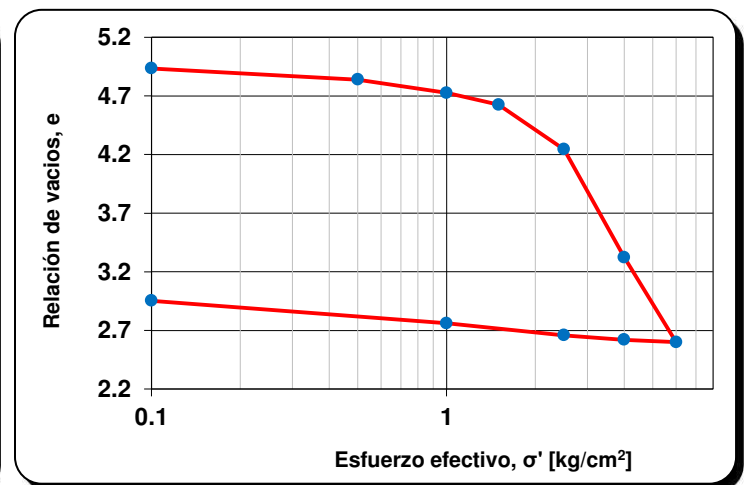


Figura B.18

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.98$ y $C_c=4.30$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

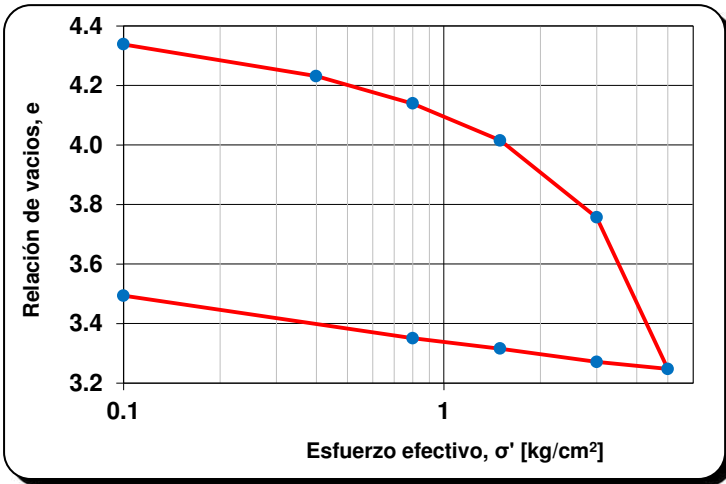


Figura B.19

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.39$ y $C_c=2.30$, Instituto de Ingeniería (2006).

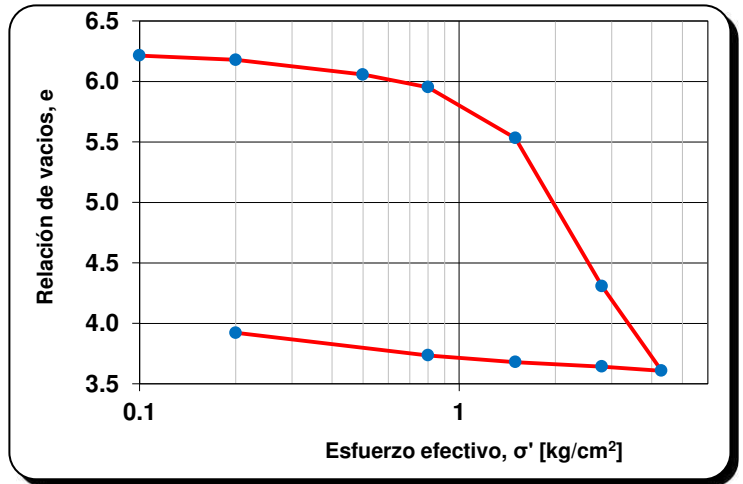


Figura B.20

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.26$ y $C_c=4.13$, Instituto de Ingeniería (2006).

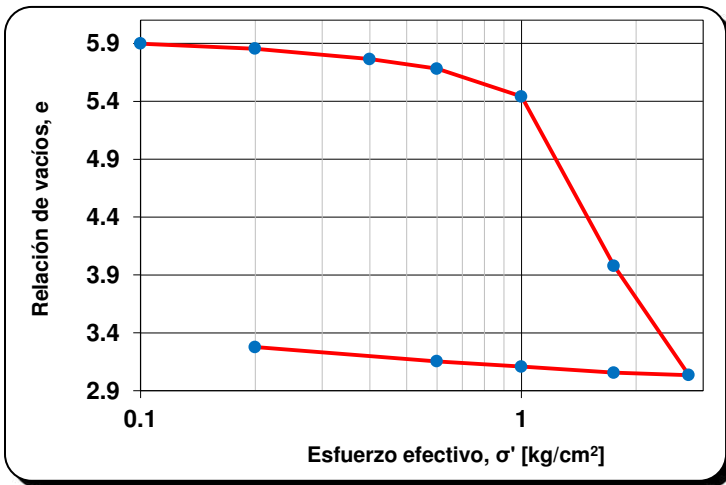


Figura B.21

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.95$ y $C_c=5.40$, Instituto de Ingeniería (2006).

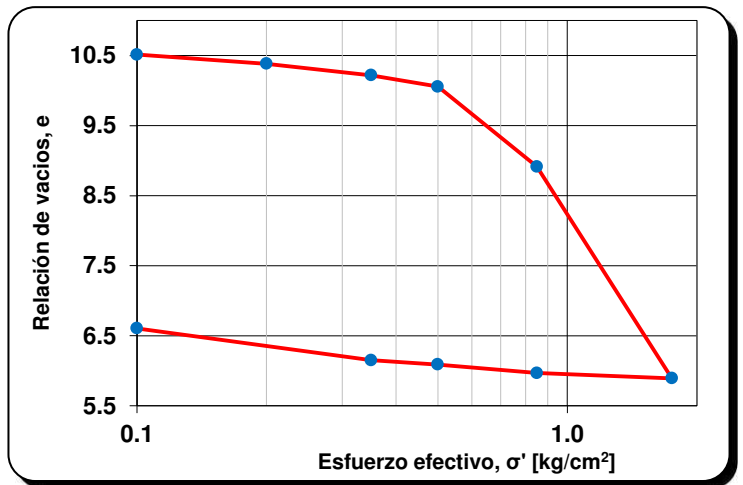


Figura B.22

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=10.69$ y $C_c=9.63$, Instituto de Ingeniería (2006).

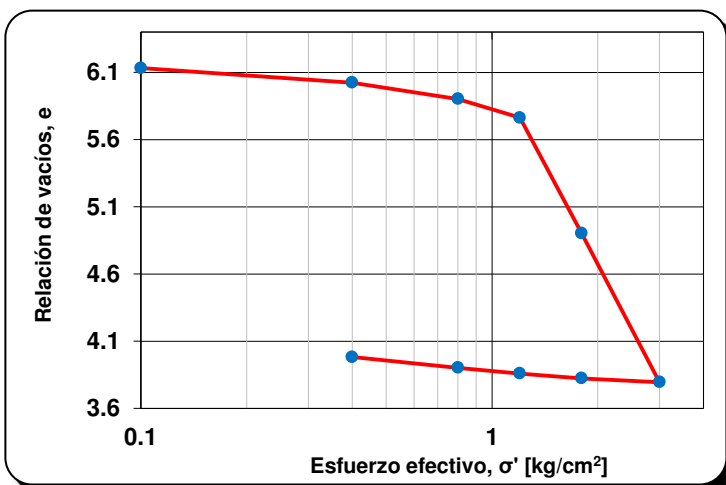


Figura B.23

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.16$ y $cc=4.93$, Instituto de Ingeniería (2006).

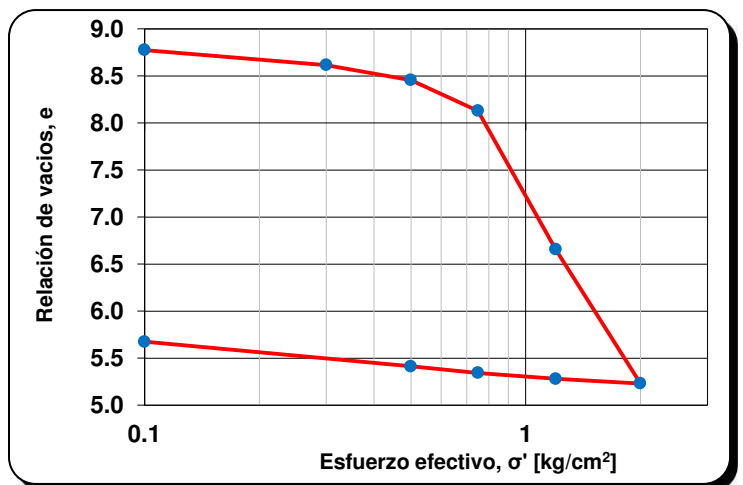


Figura B.24

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=8.85$ y $C_c=6.81$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

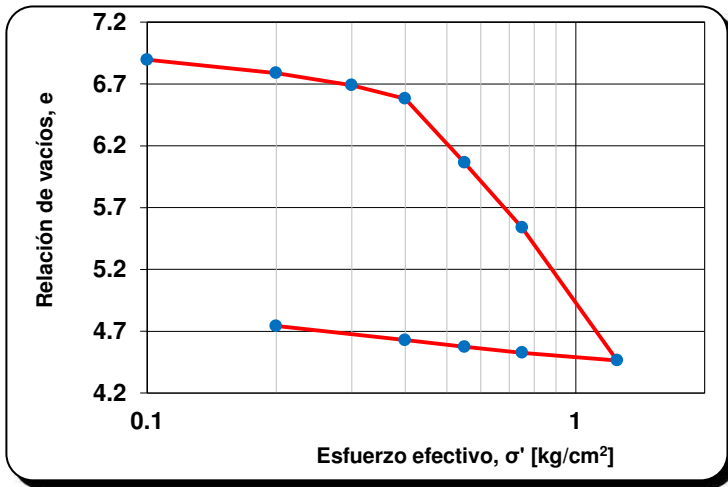


Figura B.25

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.03$ y $C_c=4.49$, Instituto de Ingeniería (2006).

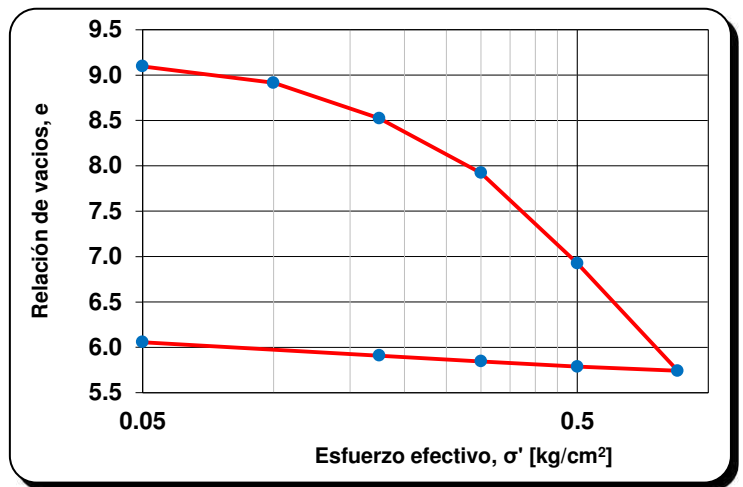


Figura B.26

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=9.28$ y $C_c=4.81$, Instituto de Ingeniería (2006).

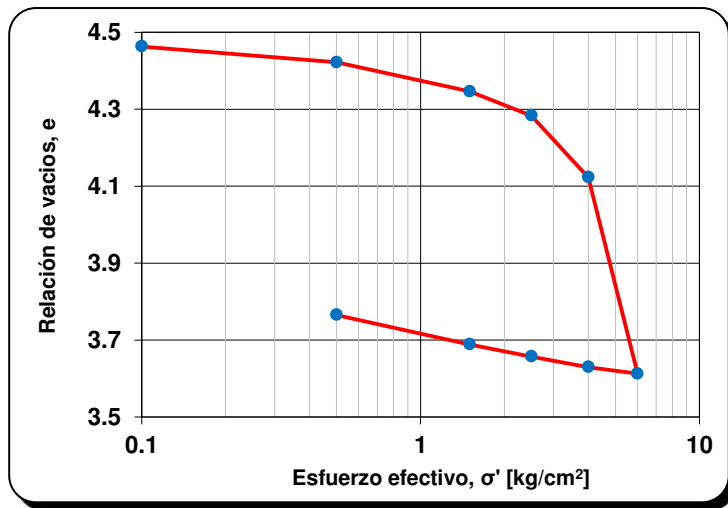


Figura B.27

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.48$ y $C_c=2.9$, Instituto de Ingeniería (2006).

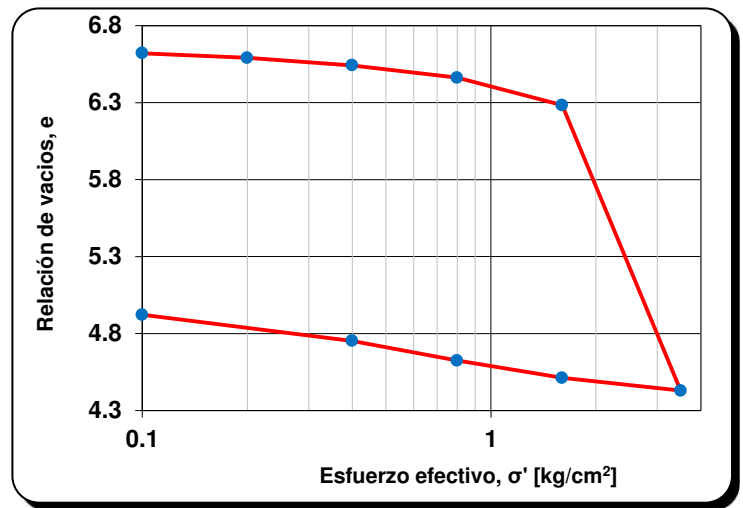


Figura B.28

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.67$ y $C_c=5.44$, Instituto de Ingeniería (2006).

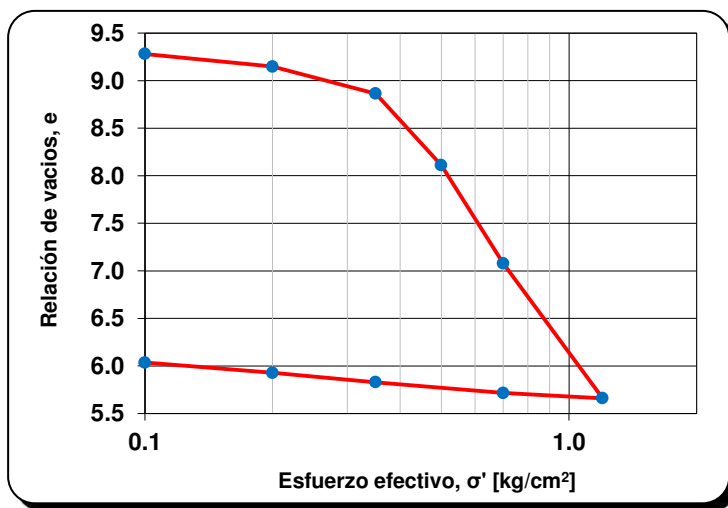


Figura B.29

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=9.41$ y $C_c=6.56$, Instituto de Ingeniería (2006).

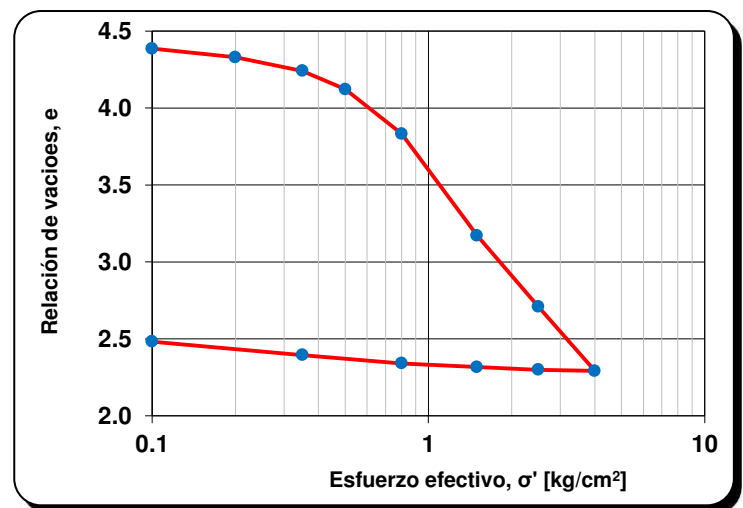


Figura B.30

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.46$ y $C_c=2.21$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

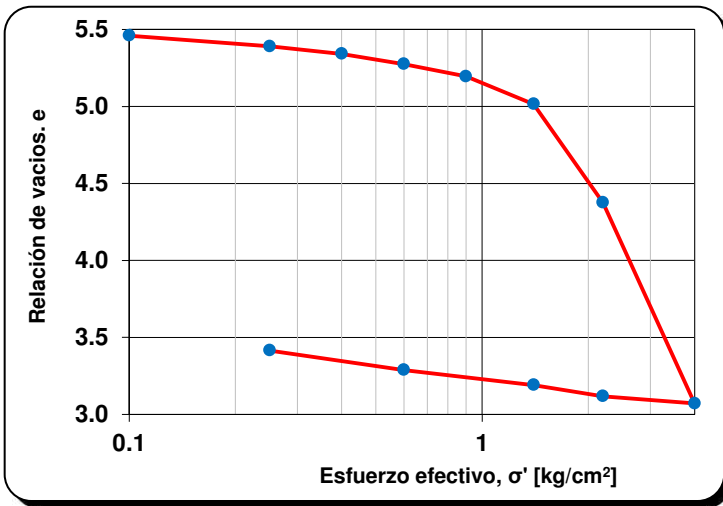


Figura B.31

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.53$ y $C_c=5.05$, Instituto de Ingeniería (2006).

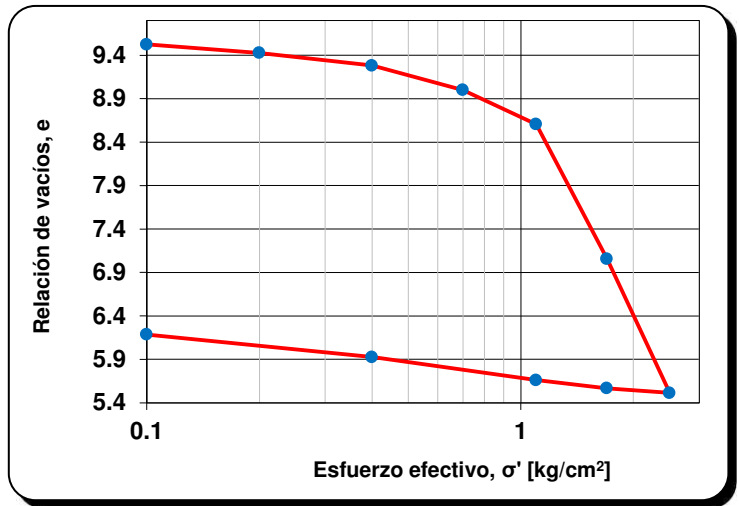


Figura B.32

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=9.67$ y $C_c=8.73$, Instituto de Ingeniería (2006).

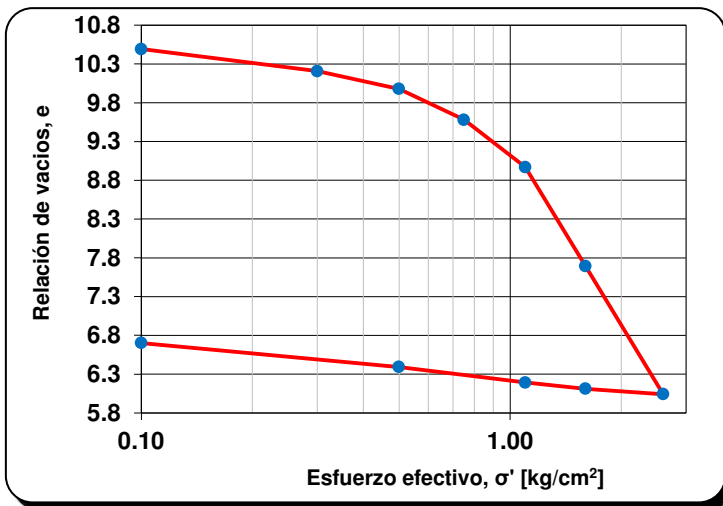


Figura B.33

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=10.62$ y $C_c=7.85$, Instituto de Ingeniería (2006).

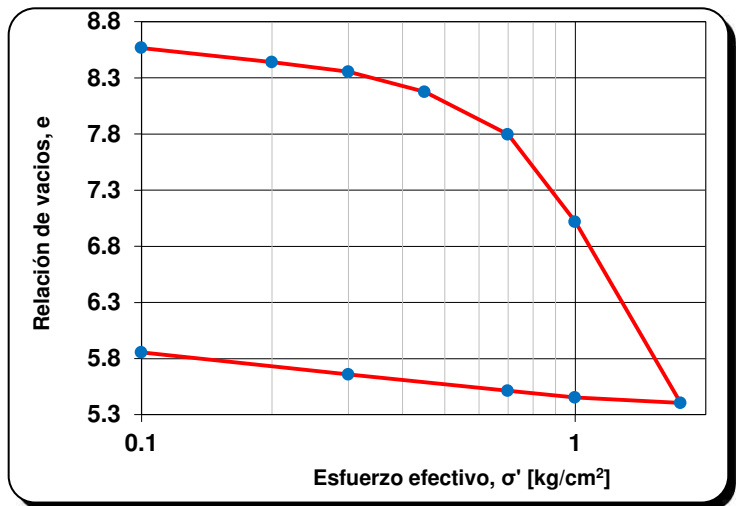


Figura B.34

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=8.76$ y $C_c=6.67$, Instituto de Ingeniería (2006).

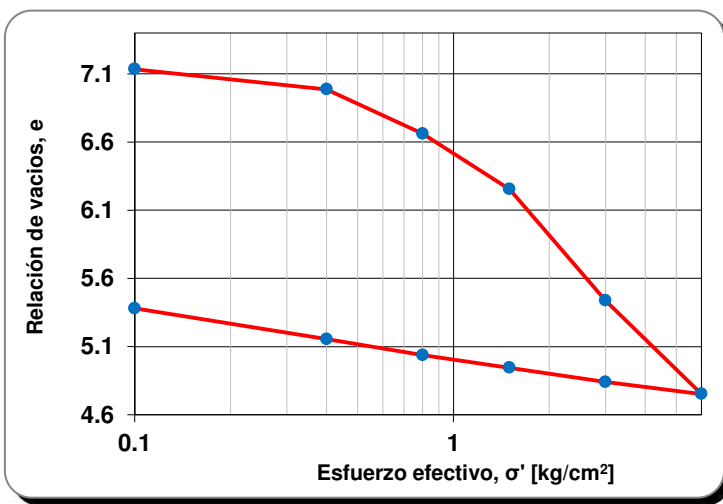


Figura B.35

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.22$ y $C_c=2.49$, Instituto de Ingeniería (2006).

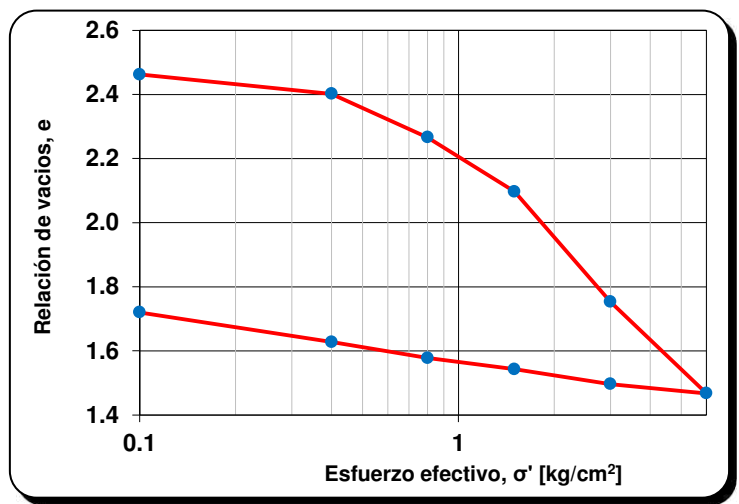


Figura B.36

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.50$ y $C_c=1.05$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

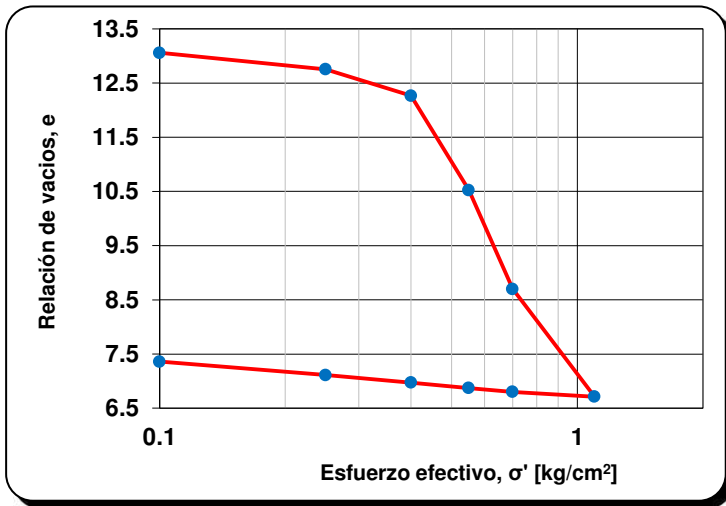


Figura B.37

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=13.22$ y $C_c=10.40$, Instituto de Ingeniería (2006).

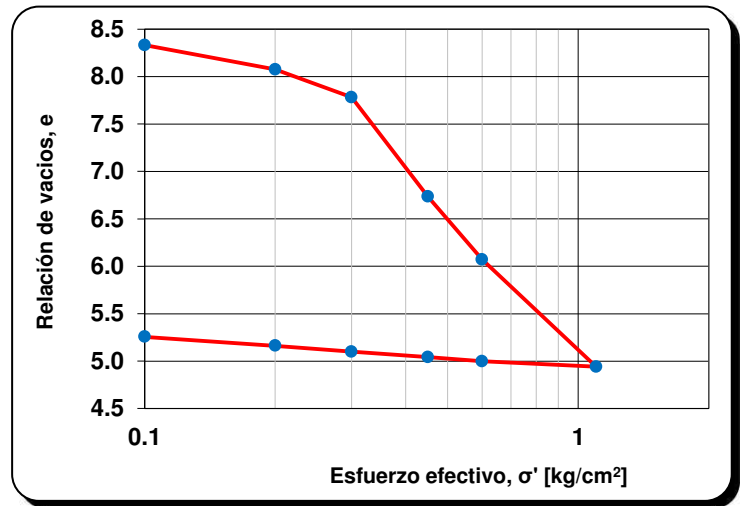


Figura B.38

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=8.54$ y $C_c=4.83$, Instituto de Ingeniería (2006).

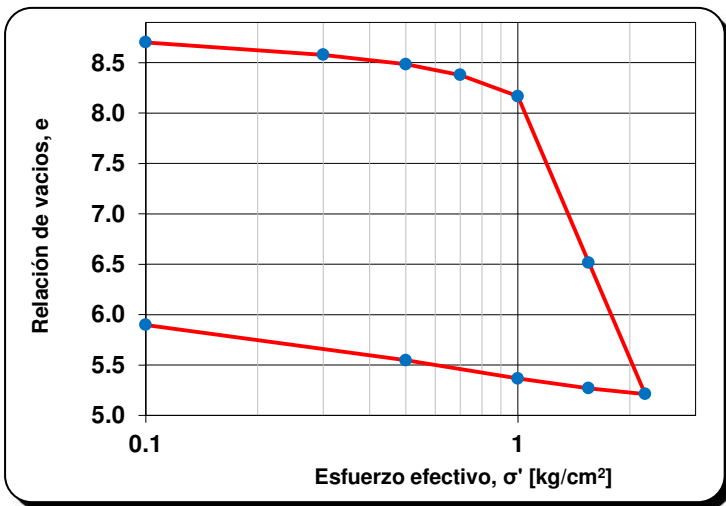


Figura B.39

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=8.76$ y $C_c=8.61$, Instituto de Ingeniería (2006).

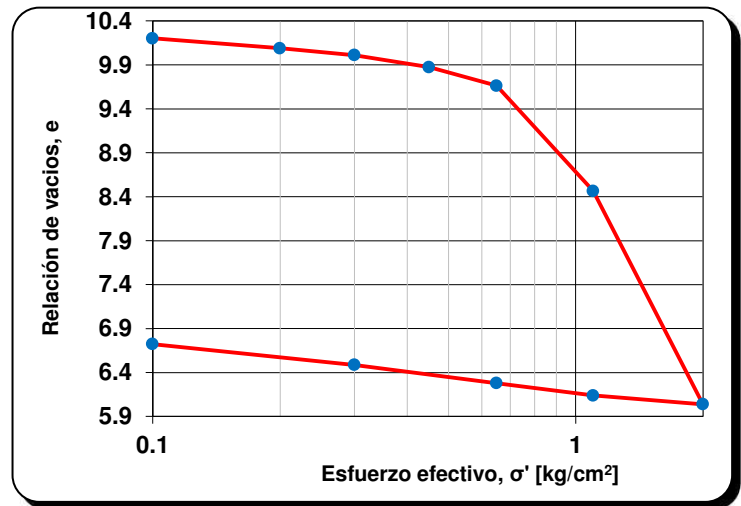


Figura B.40

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=10.34$ y $C_c=9.36$, Instituto de Ingeniería (2006).

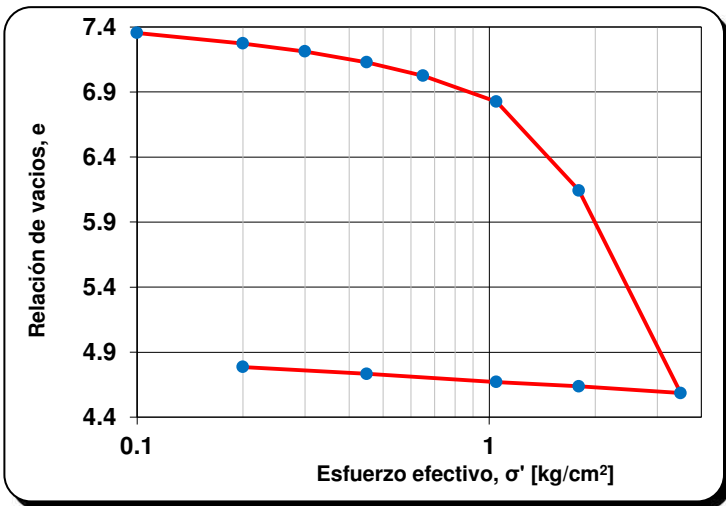


Figura B.41

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.45$ y $C_c=5.37$, Instituto de Ingeniería (2006).

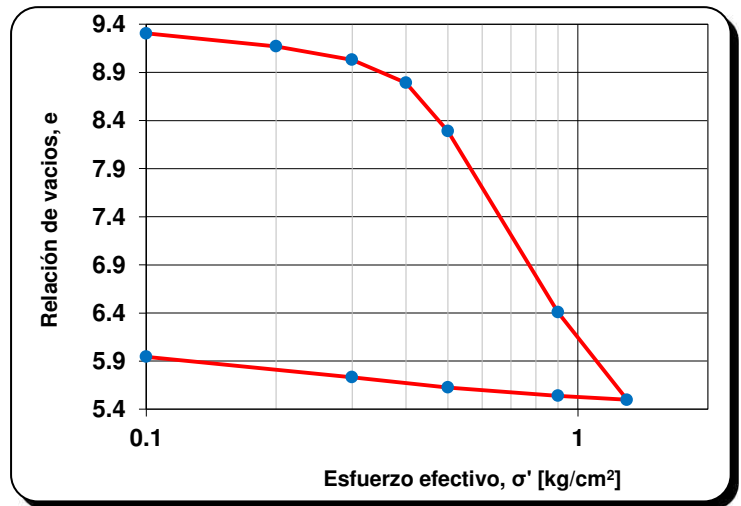


Figura B.42

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=9.47$ y $C_c=6.53$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

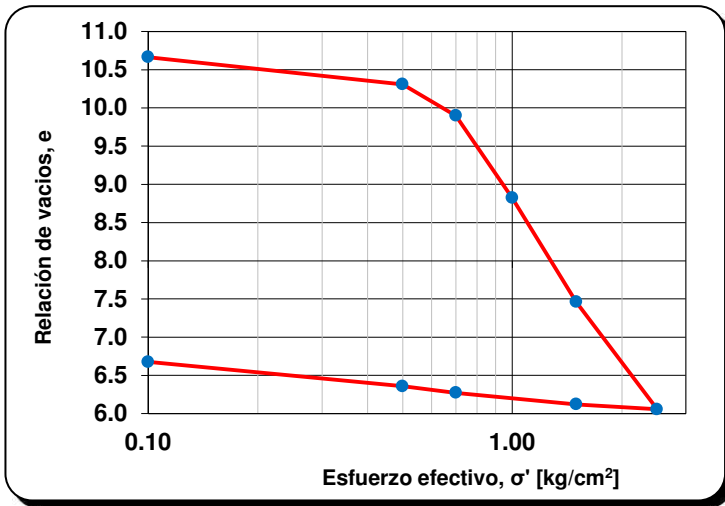


Figura B.43

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=10.77$ y $Cc=7.02$, Instituto de Ingeniería (2006).

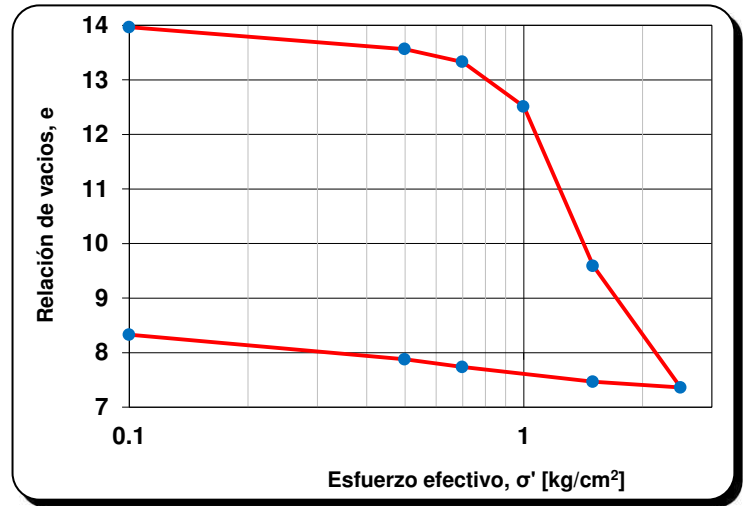


Figura B.44

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=14.10$ y $Cc=10.05$, Instituto de Ingeniería (2006).

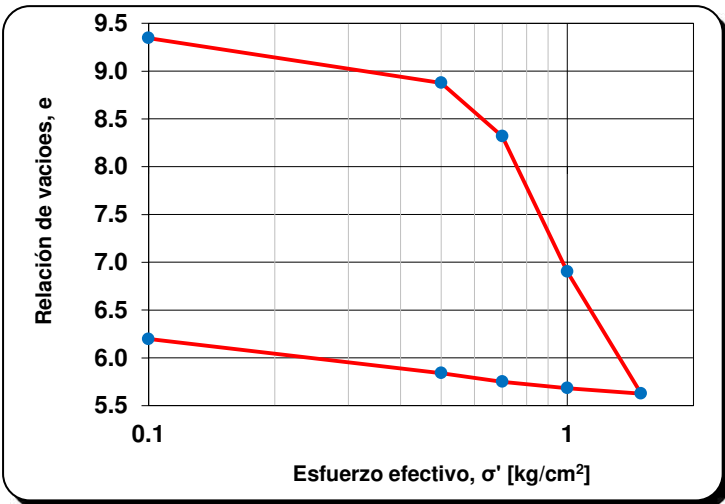


Figura B.45

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=9.42$ y $Cc=8.19$, Instituto de Ingeniería (2006).

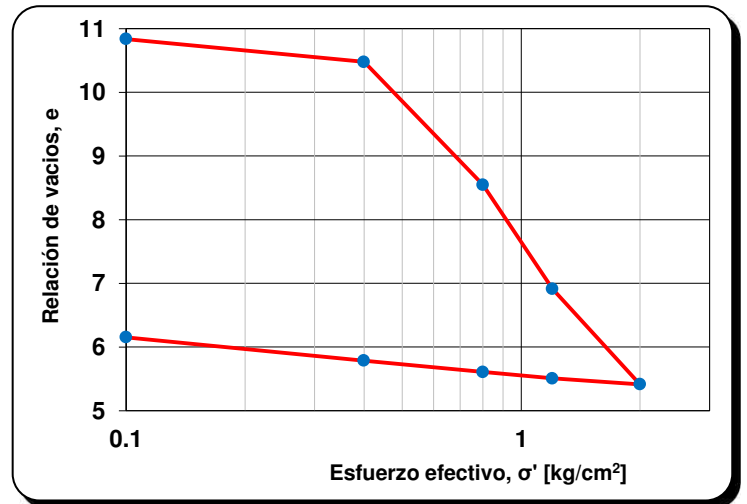


Figura B.46

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=10.99$ y $Cc=6.76$, Instituto de Ingeniería (2006).

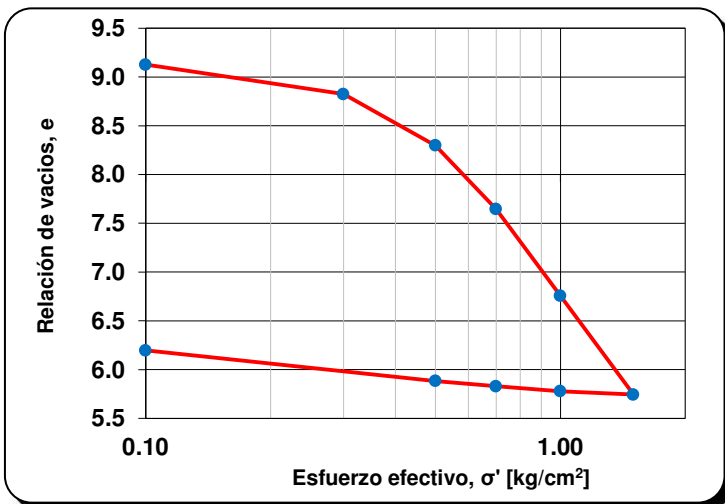


Figura B.47

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=9.26$ y $Cc=5.79$, Instituto de Ingeniería (2006).

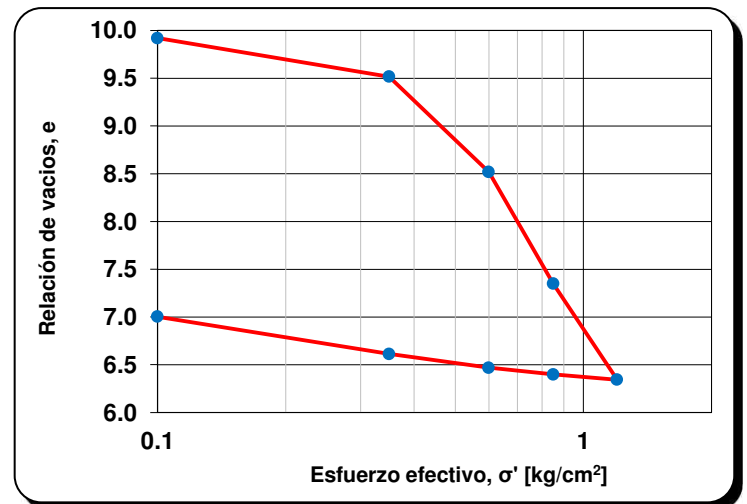


Figura B.48

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=10.23$ y $Cc=7.24$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

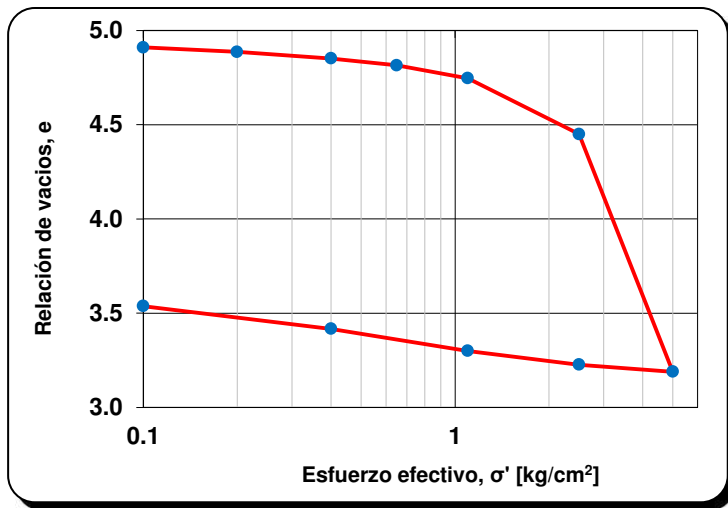


Figura B.49

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.95$ y $C_c=4.19$, Instituto de Ingeniería (2006).

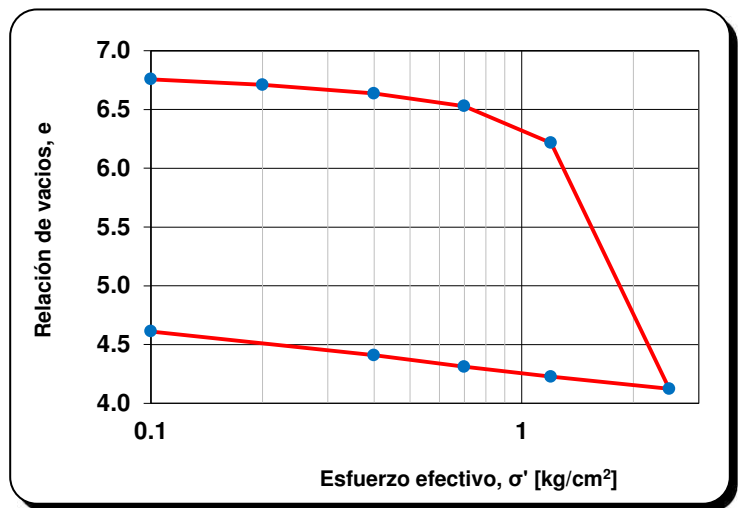


Figura B.50

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.80$ y $C_c=6.59$, Instituto de Ingeniería (2006).

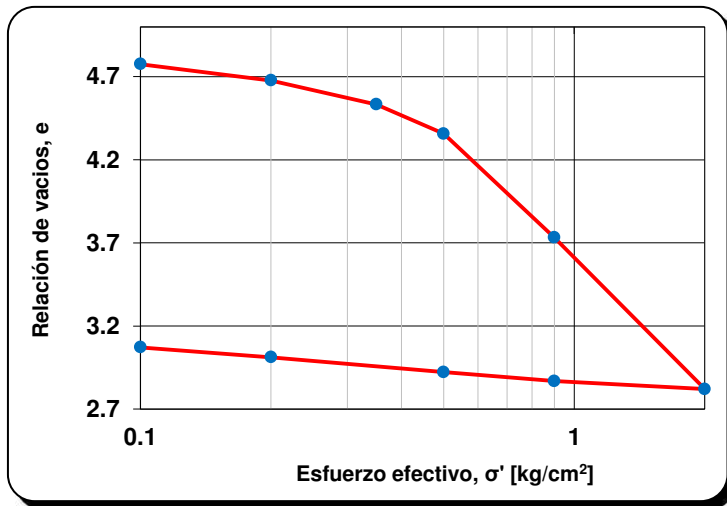


Figura B.51

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.89$ y $C_c=2.62$, Instituto de Ingeniería (2006).

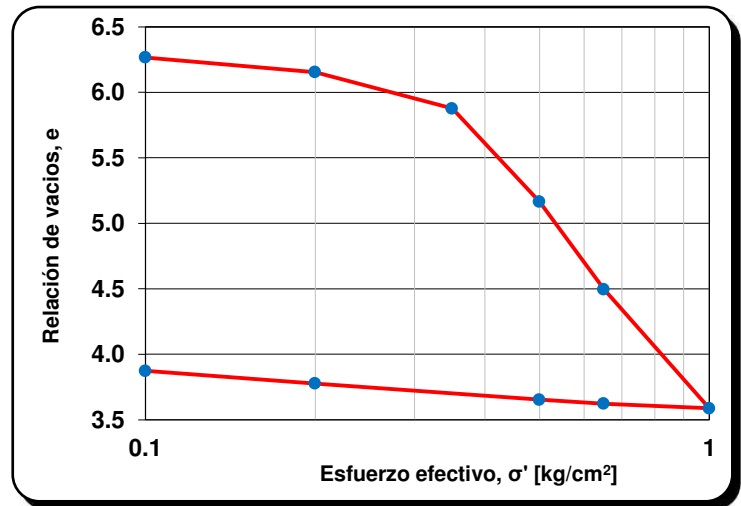


Figura B.52

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.37$ y $C_c=4.10$, Instituto de Ingeniería (2006).

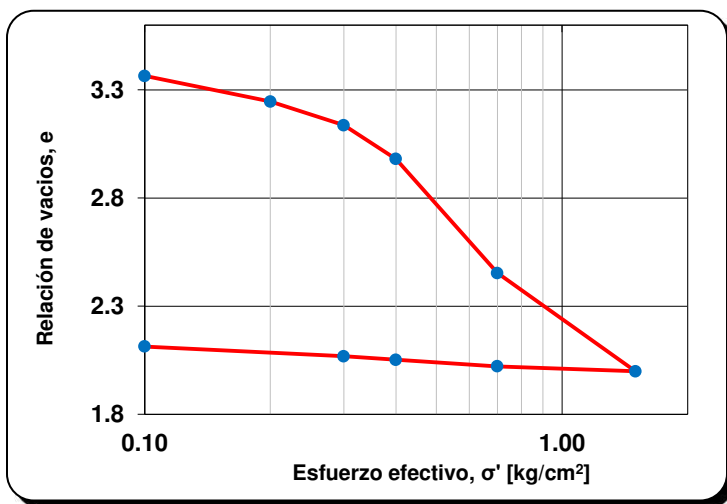


Figura B.53

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=3.48$ y $C_c=1.36$, Instituto de Ingeniería (2006).

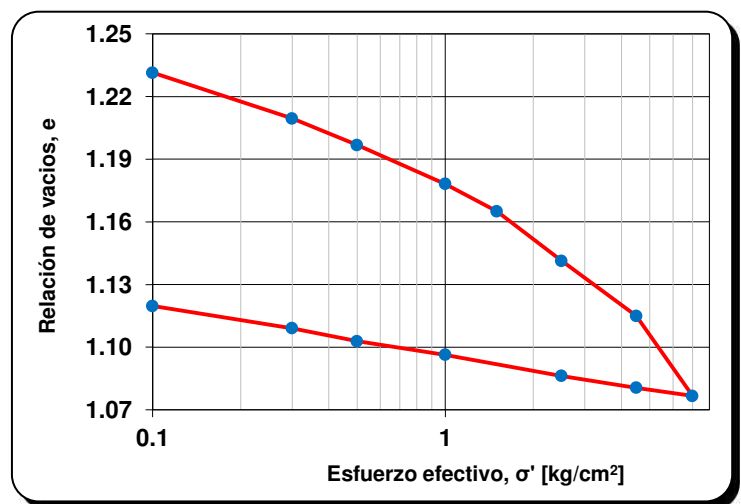


Figura B.54

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=1.24$ y $C_c=0.16$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

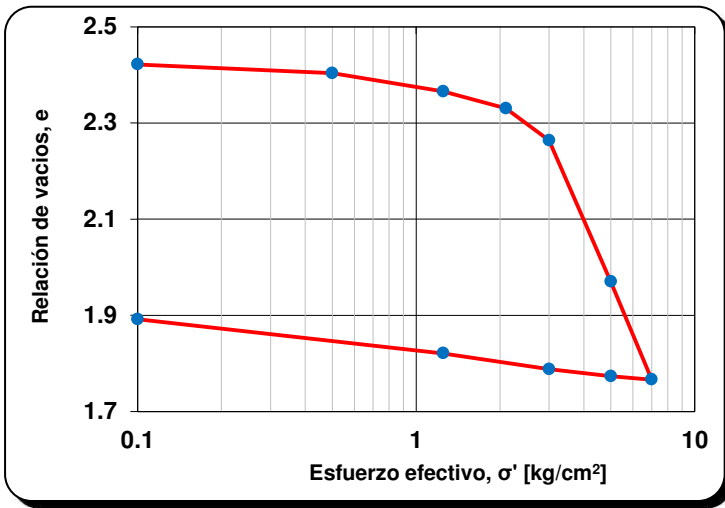


Figura B.55

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.43$ y $C_c=1.34$, Instituto de Ingeniería (2006).

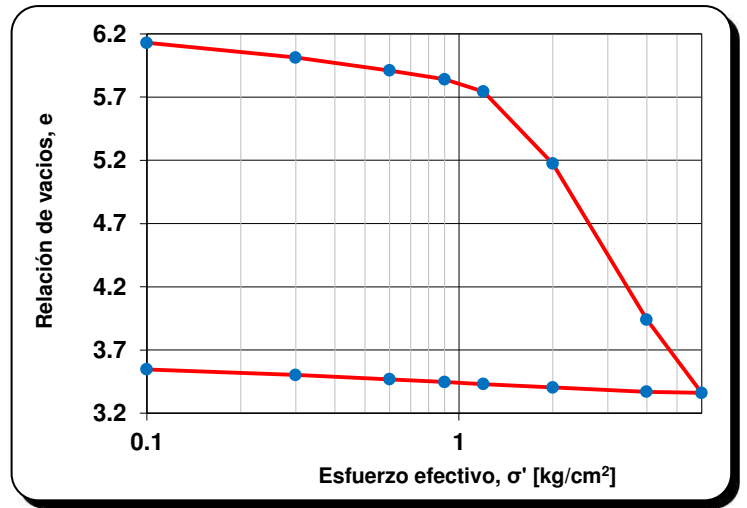


Figura B.56

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.28$ y $C_c=3.69$, Instituto de Ingeniería (2006).

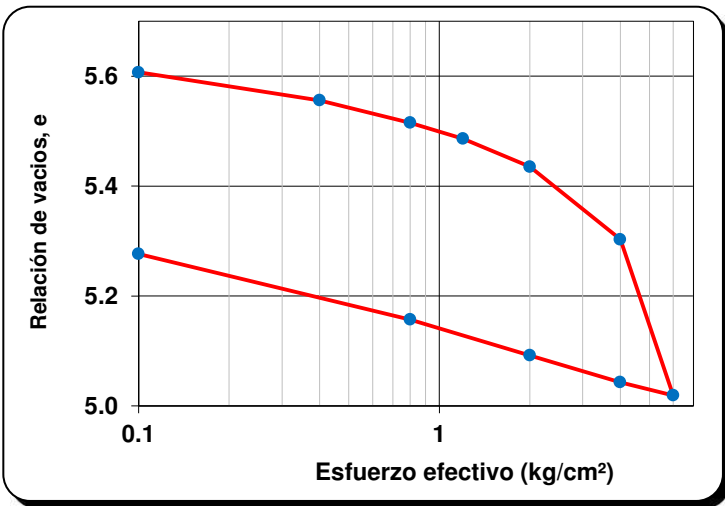


Figura B.57

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.66$ y $C_c=1.59$, Instituto de Ingeniería (2006).

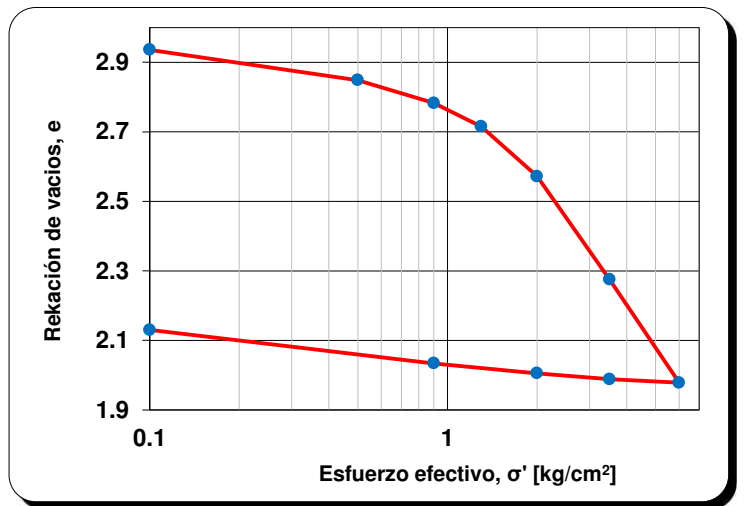


Figura B.58

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.96$ y $cc=1.32$, Instituto de Ingeniería (2006).

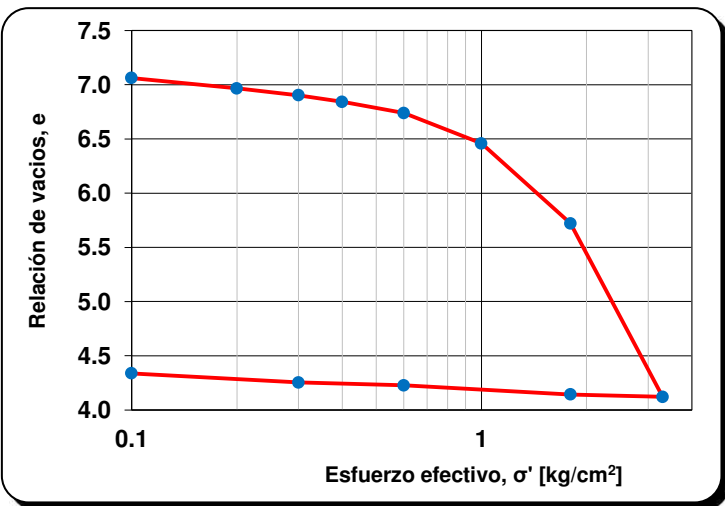


Figura B.59

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.19$ y $C_c=6.08$, Instituto de Ingeniería (2006).

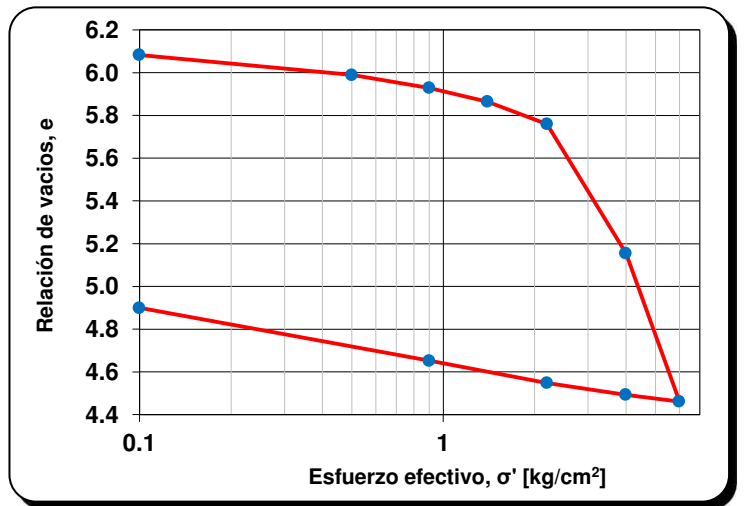


Figura B.60

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.10$ y $C_c=3.92$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

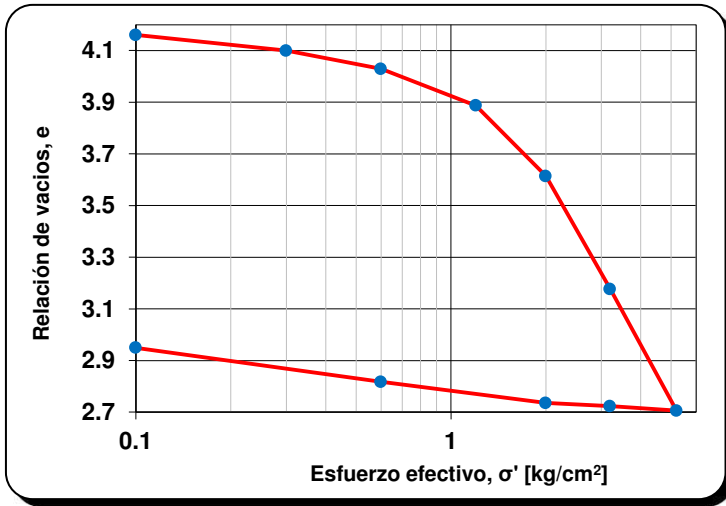


Figura B.61

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.21$ y $Cc=2.17$, Instituto de Ingeniería (2006).

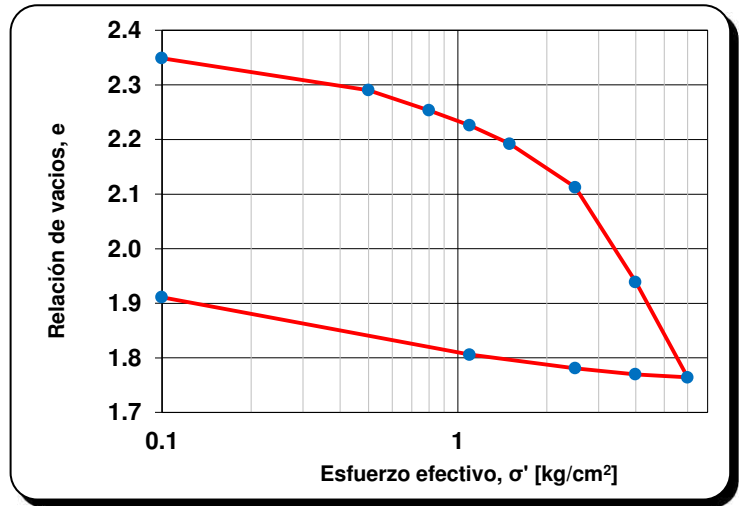


Figura B.62

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.37$ y $Cc=1.02$, Instituto de Ingeniería (2006).

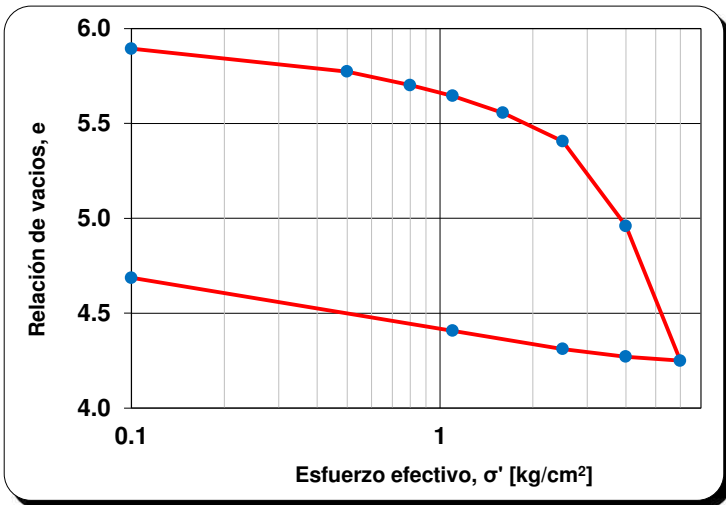


Figura B.63

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.94$ y $Cc=4.03$, Instituto de Ingeniería (2006).

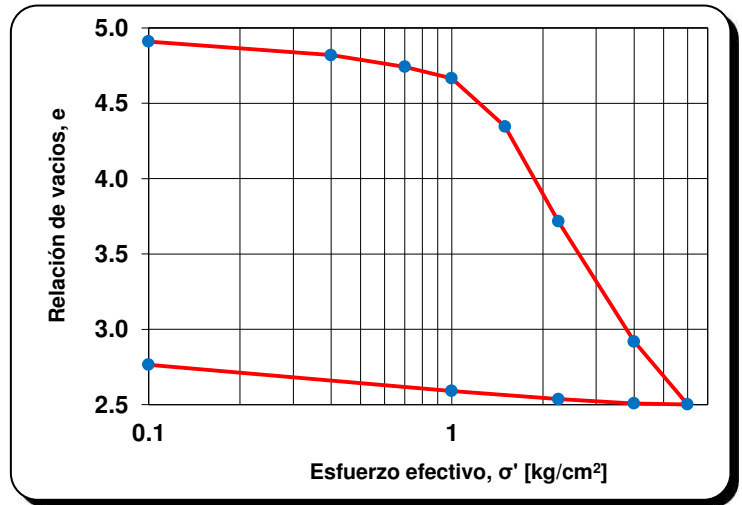


Figura B.64

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.96$ y $Cc=2.39$, Instituto de Ingeniería (2006).

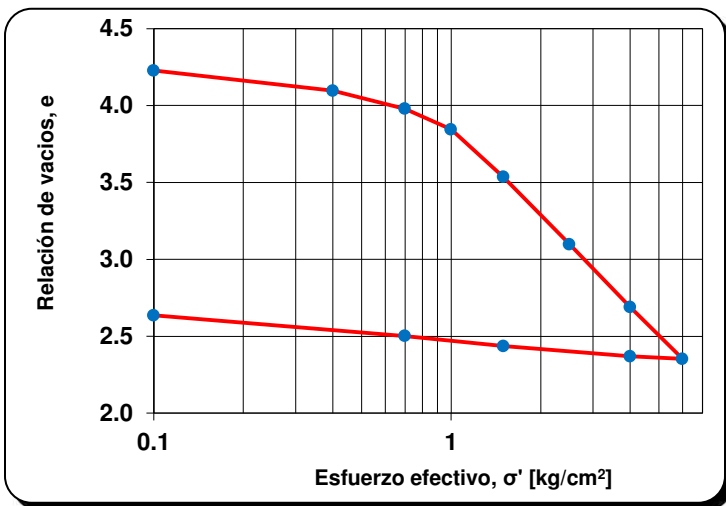


Figura B.65

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.25$ y $Cc=1.97$, Instituto de Ingeniería (2006).

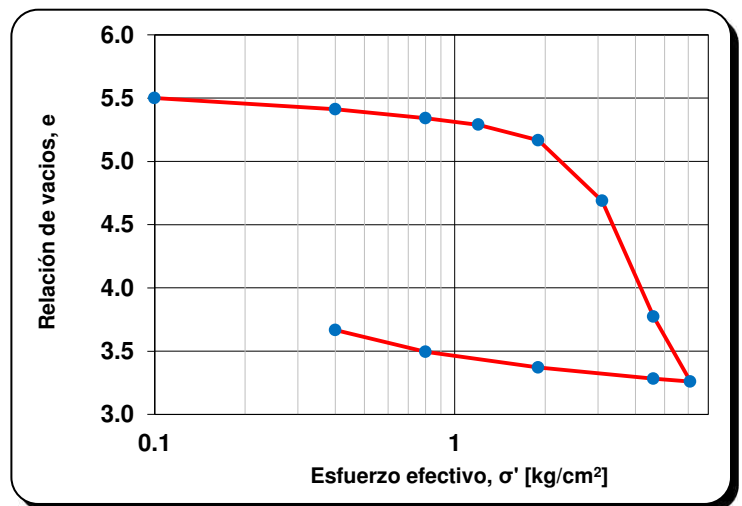


Figura B.66

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.50$ y $Cc=4.96$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

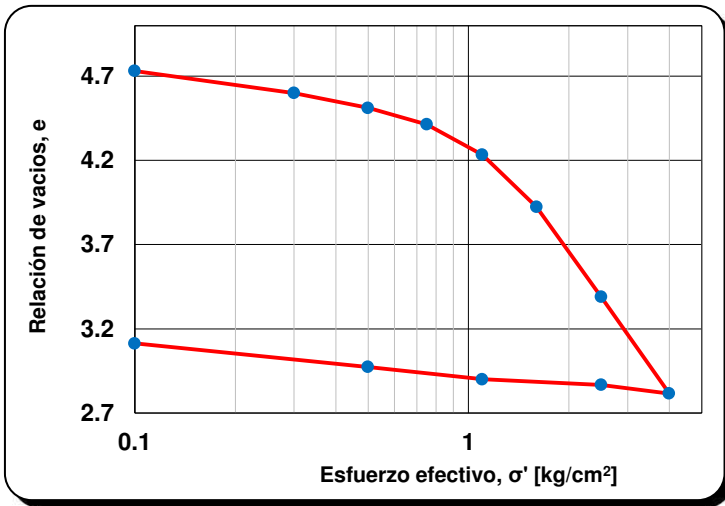


Figura B.67

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.84$ y $C_c=2.76$, Instituto de Ingeniería (2006).

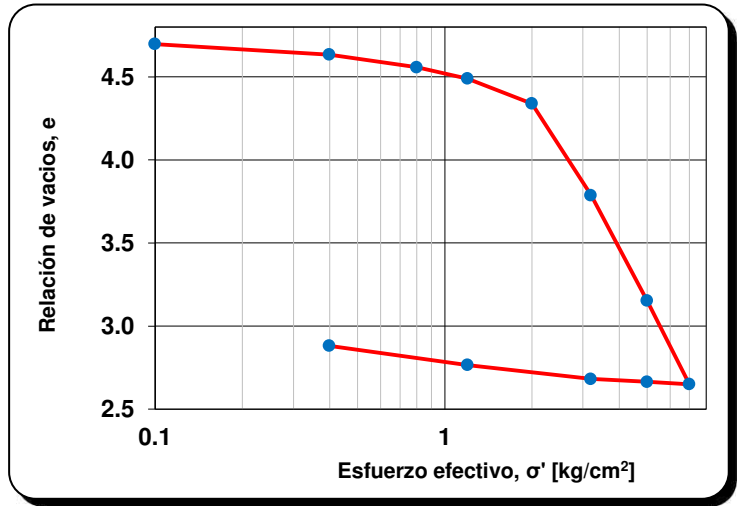


Figura B.68

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.73$ y $C_c=3.36$, Instituto de Ingeniería (2006).

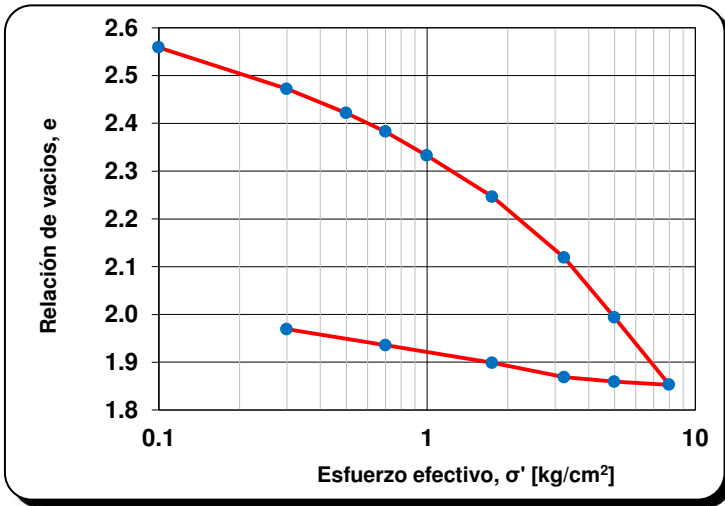


Figura B.69

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.61$ y $C_c=0.69$, Instituto de Ingeniería (2006).

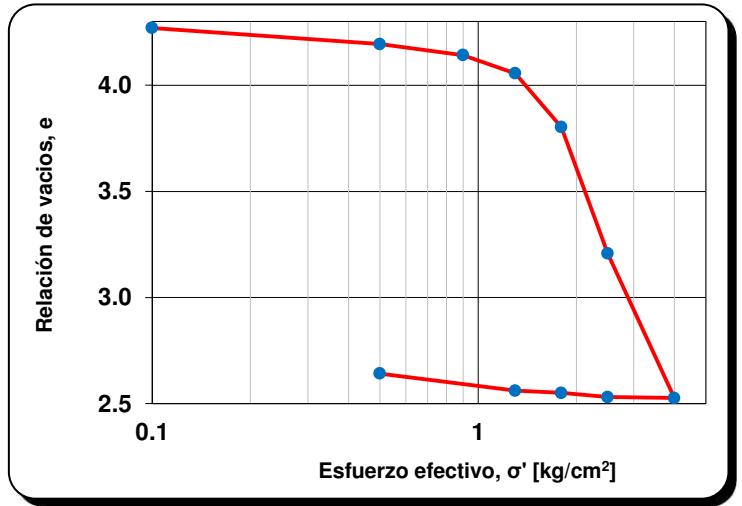


Figura B.70

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.30$ y $C_c=3.33$, Instituto de Ingeniería (2006).

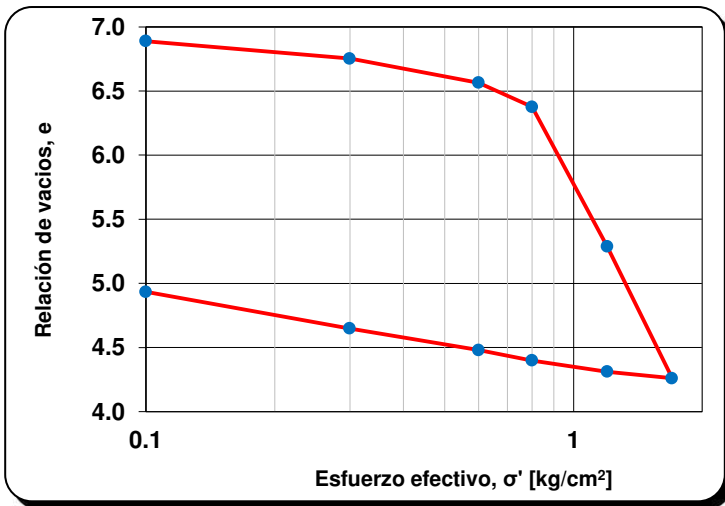


Figura B.71

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=6.99$ y $C_c=6.91$, Instituto de Ingeniería (2006).

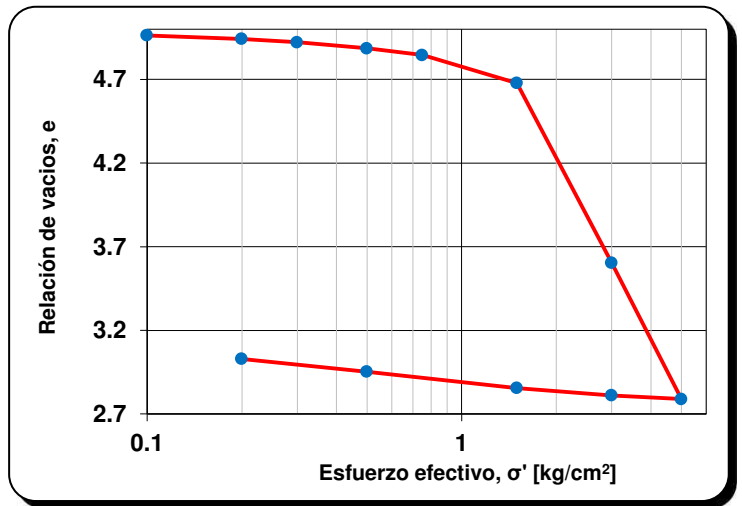


Figura B.72

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=5.04$ y $C_c=3.65$, Instituto de Ingeniería (2006).

ANEXO B – CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

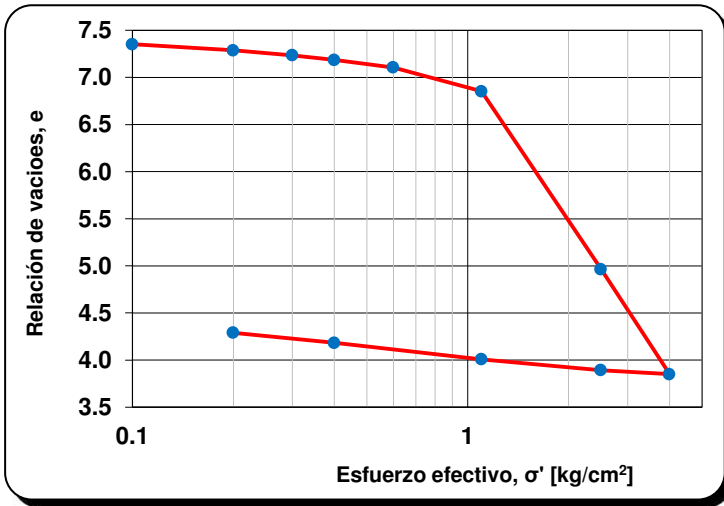


Figura B.73

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=7.51$ y $Cc=5.44$, Instituto de Ingeniería (2006).

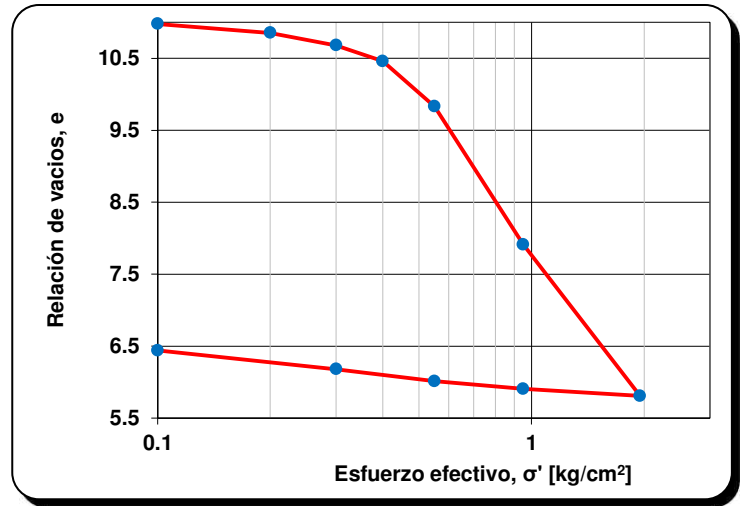


Figura B.74

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=11.15$ y $Cc=6.72$, Instituto de Ingeniería (2006).

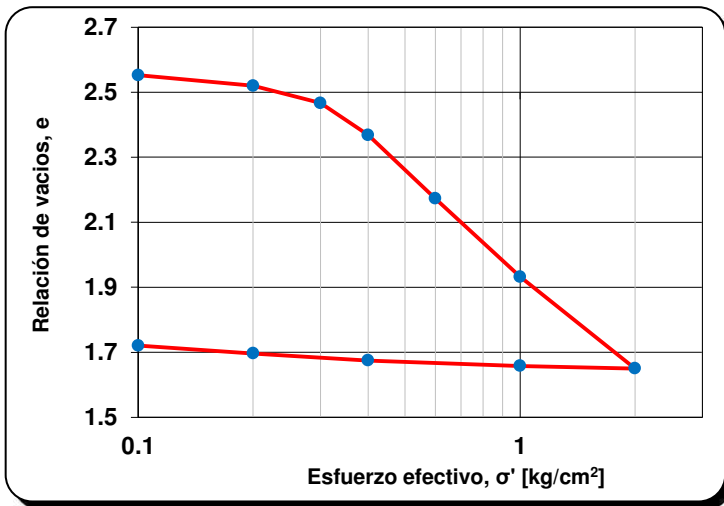


Figura B.75

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.60$ y $Cc=0.93$, Instituto de Ingeniería (2006).

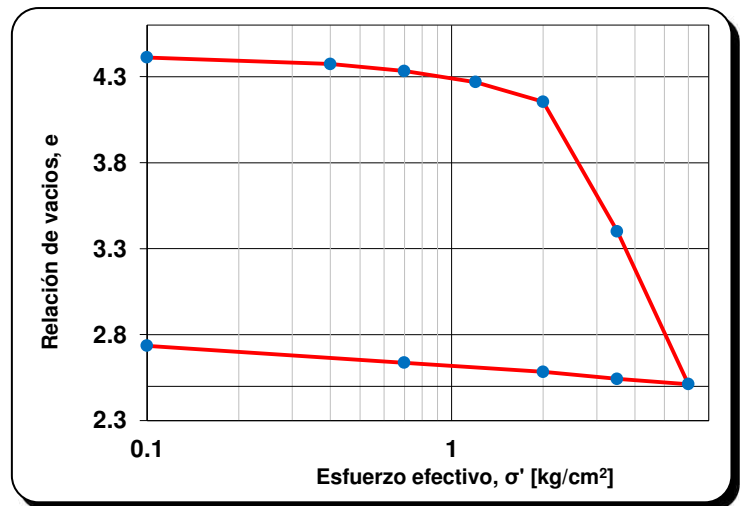


Figura B.76

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=4.42$ y $Cc=3.8$, Instituto de Ingeniería (2006).

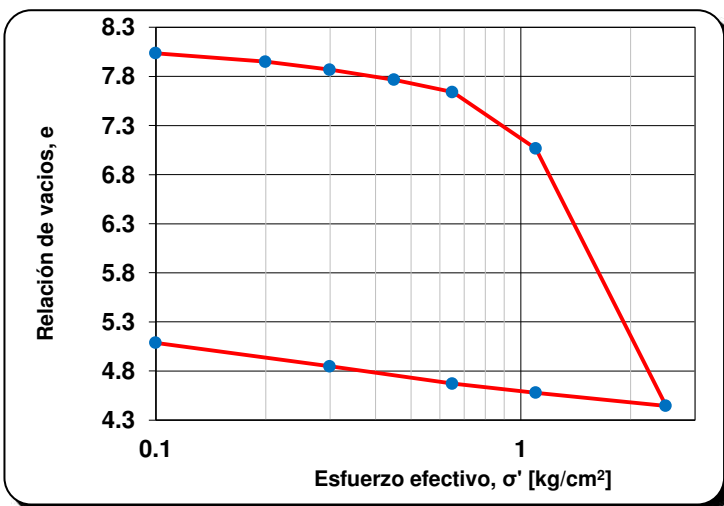


Figura B.77

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=8.16$ y $Cc=7.32$, Instituto de Ingeniería (2006).

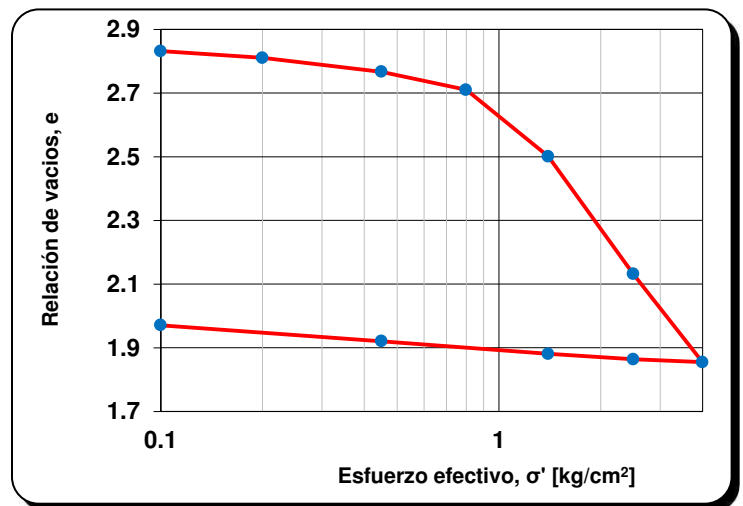


Figura B.78

Curva de compresibilidad: Relación de vacíos acumulada vs. esfuerzo efectivo con $e=2.86$ y $Cc=1.42$, Instituto de Ingeniería (2006).