Universidad de Costa Rica

Escuela de Ingeniería Civil

"Análisis de asentamientos de losas de fundación sobre rellenos de suelo colapsable mediante la aplicación de un modelo físico"

Informe de Trabajo de Graduación para obtener el Grado de Licenciado en Ingeniería Civil

Preparado por:

Rodrigo Mata Monge

Junio 2005

Comité Asesor

Ing. Luis Angel Vargas Herrera
Director del Trabajo

Ing. Alejandro Navas Carro
Asesor

Ing. Bernardo Sauter Cardona
Asesor

Mata Monge, Rodrigo

Análisis de asentamientos de losas de cimentación sobre rellenos de suelo colapsable mediante la aplicación de un modelo físico.

Proyecto de Graduación – Ingeniería Civil – San José, Costa Rica
R. Mata M., 2005.
139h: 64 figuras, 35 referencias.

Resumen

El análisis de asentamientos resulta de vital importancia en el proceso de diseño de una estructura, en función de la apariencia, la funcionalidad y el daño estructural sobre la edificación. Según se establece en el Código de Cimentaciones de Costa Rica, la principal causa de asentamientos de estructuras son los rellenos de suelo colapsable. Dada la complejidad de las numerosas variables que deben considerarse en el análisis de asentamientos, la experimentación surge como una alternativa viable del análisis matemático. Por este motivo, se usan modelos físicos para predecir el comportamiento real del suelo en el marco del asentamiento del medio soportante.

El caso de estudio de la presente investigación es un relleno profundo de suelo colapsable y geometría variable, con una estructura de fundación tipo losa rígida de concreto armado para una edificación residencial de dos niveles. Se resaltan los asentamientos producto de influencias secundarias (rellenos colapsables) cuya magnitud de deformaciones es mayor en comparación con el asentamiento debido al peso de la estructura. Con el objetivo de realizar una caracterización del potencial de asentamientos del suelo colapsable, se utilizó la norma ASTM D 5333, la cual constituye la principal herramienta de cuantificación del riesgo de colapso. Además, se describió cualitativamente la relación del porcentaje de colapso con el contenido de humedad del material y la presión vertical sobre el suelo. A través de la experimentación en el modelo físico, se determinó a la geometría del relleno como factor potencial de asentamientos diferenciales, los cuales debido a la rigidez de la cimentación, se traducen en importantes distorsiones angulares sobre la estructura. Adicionalmente, se obtuvieron las curvas de colapso del medio soportante, los módulos de elasticidad y cimentación del material y se realizó un ciclo de descarga y recarga del suelo ya colapsado, lo que ejemplifica el carácter plástico de las deformaciones por colapso. La interpretación de los resultados en el prototipo condujo a asentamientos diferenciales entre los 10cm y los 25cm, valores aceptables si se consideran las condiciones extremas modeladas. Como herramienta de validación, se aplicó un modelo analítico, el cual se basa en la interacción del suelo con la estructura de fundación, y que considera aspectos tales como la deformabilidad del material, la rigidez de la cimentación y el concepto de compatibilidad de deformaciones. La comparación entre ambos modelos permite determinar que los resultados obtenidos se encuentran en un rango aceptable.

Finalmente, se concluye que los modelos físicos constituyen un mecanismo detallado para describir y observar el comportamiento físico del fenómeno de asentamientos, en función de sus condiciones de carga, esfuerzos y deformaciones. Además, se resalta que las distorsiones angulares de la losa de cimentación están determinadas por la pendiente de la geometría del relleno y las características de los estratos deformables del medio soportante, para la cual su relación es directamente proporcional, es decir, ante una mayor pendiente se obtienen mayores distorsiones angulares y viceversa. ***R.M.M.***

Asentamientos – Suelos Colapsables – Rellenos Artificiales – Geometría del Relleno – Distorsiones Angulares - Modelos Físicos a Escala –Interacción Suelo Estructura de Cimentación.

Ing. Luis Angel Vargas Herrera, Msc
Escuela de Ingeniería Civil

Dedicatoria

A mis padres

"Porque el aprendizaje en mi vida empezó tomado de sus manos, y ahora todo lo que soy se lo debo a su ejemplo de perseverancia, esfuerzo y valor. Porque siempre han estado a mi lado mostrándome su apoyo incondicional, este trabajo es suyo, papá y mamá."

Agradecimientos

A mi familia, por su apoyo incondicional durante el tiempo de mis estudios.

A Gis, gracias por cada uno de los momentos que he pasado a tu lado y por llenar mi vida de alegría y cariño.

Quiero agradecer sinceramente al director del proyecto, Ing. Luis Angel Vargas, por su valiosa colaboración en el desarrollo de la investigación. Además, a los señores Ing. Alejandro Navas e Ing. Bernardo Sauter, por la ayuda brindada a mi persona y por su participación como asesores del proyecto.

A mis grandes amigos y compañeros de estudio, Alberto, Joel, Mauricio, Beatriz, Natalia, Tamara y Juliana. Gracias por hacer de esos ratos de preocupaciones y presiones momentos alegres y divertidos.

A la Urbanizadora La Laguna, en especial al señor Sergio Beans por su colaboración en el muestreo del suelo colapsable.

A los señores Ing. Mark Randolph e Ing. Cristophe Gaudin, investigadores de la Universidad del Sureste de Australia con amplia experiencia en la aplicación de modelos físicos en geotecnia, por su valiosa ayuda a través de comunicados personales por el e-mail.

A Adrián Barquero y Manrique Salazar, técnicos de LANAMME y al Ing. Oscar Valerio por su colaboración durante la realización de los ensayos de laboratorio.

Y un agradecimiento especial a Mipsy Loría, por la paciencia durante el monitoreo de los ensayos en el modelo físico. También a Jorge, Ricardo, Sofía, Garro, Pablo y Sara por su ayuda en el registro de los datos de las distintas pruebas.

Y mi agradecimiento especial a Dios, por llenar mi vida de miles de bendiciones, por la paciencia y concentración para estudiar, por todas las alegrías y tristezas. Pero sobre todo, por ser mi luz en los momentos de oscuridad.

Indice General

Capítulo1: Introducción

1.1 El problema y su importancia 1
1.1.1 El problema específico 1
1.1.2 Importancia del problema 2

1.2 Objetivos Generales y Específicos 4
1.2.1 Objetivo General 4
1.2.2 Objetivos Específicos 4

1.3 Antecedentes teóricos y prácticos del problema 5

1.4 Metodología 6

1.5 Alcances y limitaciones del proyecto 9
1.5.1 Alcances 9
1.5.2 Limitaciones 9

Capítulo 2: El fenómeno de asentamientos en suelos colapsables

2.1 Conceptos básicos del fenómeno de asentamientos 10
2.1.1 Origen del asentamiento 10
2.1.2 Definición de asentamiento 10
2.1.3 Asentamientos en el marco de diseño de una estructura 10

2.2 Clasificación de los asentamientos 11
2.2.1 Asentamiento uniforme 11
2.2.2 Asentamiento diferencial 11
2.2.3 Distorsión angular 12

2.3 Causas de los asentamientos 12
2.3.1 Asentamiento debido directamente al peso de la estructura y cargas estructurales 14
2.3.2 Asentamientos producto de influencias secundarias 14

2.4 Consecuencias de los asentamientos 15

2.5 Suelos colapsables 19
2.5.1 Definición de suelo colapsable 19
2.5.2 Caracterización de suelos colapsables 20
2.5.3 Tipos de suelos colapsables 21

2.6 Asentamientos en suelos colapsables 21
2.6.1 Conceptos básicos 21
2.6.2 Concepto de compresión en suelos 21
2.6.3 Comportamiento volumétrico de suelos colapsables 22
2.6.4 Comportamiento de suelos colapsables con carga aplicada 24
2.6.5 Mecanismos de disparo del fenómeno de colapso e implicaciones a nivel del desempeño estructural de la edificación. 25
2.6.6 Resistencia de la estructura de suelos colapsables 26

2.7 Rellenos y el fenómeno de asentamientos 27
2.7.1 Conceptos básicos 27
2.7.2 Influencia de la geometría del relleno 28

2.8 Determinación de una solución factible para el análisis de asentamientos en rellenos de suelos colapsables 30

Capítulo 3: Marco teórico de los modelos físicos

3.1 Conceptos básicos de los modelos físicos 31
3.1.1 Definición de modelo físico 31
3.1.2 Aplicaciones de los modelos físicos 31
3.1.3 Tipos de modelos físicos 32
3.1.4 Ventajas y limitaciones del análisis de modelos físicos 32

3.2 Selección de las variables que describen un fenómeno físico 33

3.3 Dimensiones y homogeneidad dimensional 34
3.3.1 Característica cualitativa 34
3.3.2 Característica cuantitativa 34
3.3.3 Teoría de dimensiones 34

3.4 Análisis dimensional 35
3.4.1 Bases del análisis dimensional 35
3.4.2 Aplicaciones del análisis dimensional 36
3.4.3 Forma de las ecuaciones dimensionales 36
3.4.4 Teorema Pi Buckingham 37

3.5 Teoría de modelos físicos 38
3.5.1 Fundamentos de la teoría de modelos físicos 38
3.5.2 Leyes de semejanza 39
3.5.3 Teoría general de modelos 40

3.6 Aplicación de los modelos físicos en geotecnia 41
3.6.1 Conceptos básicos 41
3.6.2 Aspectos específicos de la aplicación de modelos físicos en geotecnia 42
3.6.3 Factores de escala 43
3.6.4 Descripción de las variables primarias 45
3.6.5 Procedimiento base para los modelos físicos en geotecnia 45

3.7 Estado del arte de los modelos físicos en geotecnia 47
3.7.1 Investigaciones actuales de los modelos físicos en geotecnia 47
3.7.2 Aplicación de la máquina centrífuga en el modelado físico en geotecnia 49

Capítulo 4: Planteamiento del modelo físico para el caso de estudio

4.1 Descripción del prototipo 50
4.1.1 Conceptos básicos 50
4.1.2 Geometría del relleno 50
4.1.3 Cargas estructurales 51
4.1.4 Estructura de cimentación 52

4.2 Descripción del tipo de suelo utilizado en los ensayos 53
4.2.1 Clasificación y caracterización del suelo con base en investigaciones previas 54
4.2.2 Características de compactación 55
4.2.3 Parámetros volumétricos 55
4.2.4 Características de colapso 56

4.3 Aplicación de los factores de escala 63

4.4 Diseño de los componentes del modelo físico 64
4.4.1 Estrato rígido 65
4.4.2 Láminas acrílicas 69
4.4.3 Losa rígida de cimentación 70
4.4.4 Material colapsable 71
4.4.5 Sistema de saturación 71

4.5 Equipo de carga e instrumentación del modelo físico 72
4.5.1 Sistema de carga 72
4.5.2 Sistema de monitoreo e instrumentación 74

4.6 Descripción de los ensayos realizados en el modelo físico 76
4.6.1 Diseño general de los ensayos 76
4.6.2 Ensayo de Placa de Carga - ASTM D 1194 79
4.6.3 Ensayo PM1 81
4.6.4 Ensayo PM2 82
4.6.5 Ensayo PM3 83

4.7 Parámetros de comparación de los ensayos del modelo físico 84

Capítulo 5: Modelo analítico de asentamientos

5.1 Conceptos básicos del modelo analítico 85

5.2 Parámetros del modelo analítico 86
5.2.1 Deformación volumétrica de los estratos: 86
5.2.2 Módulo de cimentación 88

5.3 Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA) 90

5.4 Ecuación Matricial de Interacción (EMI) 91

5.5 Aspectos relevantes de la aplicación del modelo analítico al modelo físico 94

Capítulo 6: Análisis de Resultados

6.1 Análisis de los resultados de los ensayos en el modelo físico 97
6.1.1 Análisis de asentamientos elásticos 97
6.1.2 Análisis de asentamientos por colapso 100
6.1.3 Análisis de las curvas de colapso 103
6.1.4 Análisis de los ciclos de descarga y recarga 111
6.1.5 Análisis de asentamientos totales y distorsiones angulares 114

6.2 Análisis de los resultados del modelo analítico 115

6.3 Análisis comparativo del modelo físico y el modelo analítico 120

6.4 Interpretación de los resultados en el prototipo 127

Capítulo 7: Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones **132**

7.2 Recomendaciones **134**

Bibliografía ***136***

Anexo A: Ensayo de Colapso de Suelos - ASTM D 5333 ***1-A***

Anexo B: Datos Experimentales ASTM D 5333 - Ensayo de Potencial de Colapso. ***1-B***

Anexo C: Curvas de Calibración de los Deformímetros ***1-C***

Anexo D: Registro Datos Experimentales, Ensayos en el Modelo Físico ***1-D***

Anexo E: Curvas de Esfuerzo -Deformación Unitaria Suelo, Módulo de Elasticidad ***1-E***

Anexo F: Curvas Carga – Deformación, Módulo de Cimentación del suelo ***1-F***

Anexo G: Cálculo del Modelo Analítico de Asentamientos ***1-G***

Indice de Cuadros

Cuadro 2.1: Causas de asentamientos según el U.S. Army Corps of Engineers. ____ **13**

Cuadro 2.2: Descripción de daños debidos al agrietamiento de elementos estructurales **16**

Cuadro 3.1: Factores de escala típicos en geotecnia. ____ **43**

Cuadro 4.1: Cálculo preliminar de las cargas estructurales del prototipo. ____ **52**

Cuadro 4.2: Resumen de los resultados obtenidos por Muñoz (2003) en los ensayos de caracterización del suelo colapsable de la Urbanización Monterán. ____ **54**

Cuadro 4.3: Clasificación del Indice de Colapso I_E ____ **57**

Cuadro 4.4: Factores de escala implementados en el modelo físico de asentamientos. **63**

Cuadro 4.5: Magnitud de las variables más relevantes en el modelo. ____ **64**

Cuadro 4.6: Peso de las placas de hierro negro utilizadas como sistema de carga. ____ **73**

Cuadro 4.7: Características de los deformímetros del sistema de monitoreo. ____ **74**

Cuadro 5.1: Valores del Módulo de Elasticidad y Módulo de Deformación Unitaria del suelo en los ensayos realizados sobre el modelo físico. ____ **88**

Cuadro 5.2: Módulo de Cimentación, Eensayos del modelo físico de asentamientos. ____ **89**

Cuadro 5.3: Desplazamientos verticales en la condición $X_i = 1$. ____ **93**

Cuadro 6.1: Asentamientos Elásticos registrados en el modelo físico. ____ **98**

Cuadro 6.2: Registro de asentamientos por colapso en las pruebas del modelo físico **102**

Cuadro 6.3: Asentamientos totales en el modelo físico y distorsiones angulares. ____ **114**

Cuadro 6.4: Resultados del modelo analítico de asentamientos ____ **117**

Cuadro 6.5: Interpretación de los resultados de los ensayos PM1 en el prototipo. ____ **128**

Cuadro 6.6: Interpretación de los resultados de los ensayos PM2 en el prototipo. ____ **129**

Cuadro 6.7: Interpretación de los resultados de los ensayos PM3 en el prototipo. ____ **130**

Indice de Figuras

Figura 1.1: Marco conceptual del modelado físico dentro del proceso de diseño. 3

Figura 2.1: Tipos generales de asentamientos 12

Figura 2.2: Agrietamiento en uniones de paredes de mampostería debido a asentamientos diferenciales del suelo. 17

Figura 2.3: Grietas en marcos de puertas y ventanas producto de arcillas expansivas. 18

Figura 2.4: Variación del colapso con la tensión vertical aplicada. 23

Figura 2.5: Deformaciones volumétricas de suelos para diferentes densidades durante la saturación. 24

Figura 2.6: Variación de la relación de vacíos (e) con la presión (P) para un suelo colapsable. 25

Figura 2.7: Asentamiento Diferencial debido al colapso del suelo. 26

Figura 2.8: Construcciones sobre rellenos con geometría variable. 28

Figura 2.9: Asentamientos de transición relleno – corte. Caso 1 29

Figura 2.10: Asentamientos de transición relleno – corte. Caso 2 29

Figura 3.1: Diagrama de flujo para el modelo físico de asentamientos en suelos colapsables 46

Figura 3.2: Diagrama esquemático de los componentes de una máquina centrífuga. 48

Figura 4.1: Sección transversal de la topografía del cimiento para el relleno. 51

Figura 4.2: Modelo de la estructura residencial típica utilizada en la determinación de las cargas estructurales. 52

Figura 4.3: Curva Proctor Estándar del material. 55

Figura 4.4: Resultado del Ensayo ASTM D 5333, Indice de Colapso para el material de la Urbanización Monterán 57

Figura 4.5: Curva de Colapso para el I_E del material de la Urbanización Monterán 58

Figura 4.6: Resultado del Ensayo ASTM D 5333, Potencial de Colapso ($\%W_{inicial}$ = 44.90%), para el material de la Urbanización Monterán. 59

Figura 4.7: Curva de Colapso para el I_C del material de la Urbanización Monterán ($\%W_{inicial}$=44.90%). 59

Figura 4.8: Influencia del Esfuerzo Vertical en el Colapso del suelo. 60

Figura 4.9: Resultado del Ensayo ASTM D 5333, Potencial de Colapso ($\%W_{inicial}$ = 28.09%) para el material de la Urbanización Monterán. 61

Figura 4.10: Curva de Colapso para el I_C ($\%W_{inicial}$ = 28.09%) para el material de la Urbanización Monterán. 62

Figura 4.11: Esquema de diseño del Modelo Físico de Asentamientos (Caso de Estudio) 64

Figura 4.12: Esquema de diseño del estrato rígido. 66

Figura 4.13: Diseño del ancho del estrato a partir de la Distribución de Esfuerzos de Boussinesq para cimentaciones cuadradas. 67

Figura 4.15: Diagrama de Flujo correspondiente a las pruebas del Modelo Físico de Asentamientos en Suelos Colapsables 78

Figura 4.16: Esquema General del Ensayo de Placa de Carga en el Modelo Físico 80

Adaptación del Ensayo de Placa de Carga ASTM D 1194. 80

Figura 4.17: Esquema General Ensayo PM1 sobre el Modelo Físico. 81

Figura 4.18: Esquema General Ensayo PM2 sobre el Modelo Físico. 82

Figura 4.19quema General Ensayo PM3 sobre el Modelo Físico. 83

Figura 5.1: Factores de Influencia para carga unitaria. 91

Figura 5.2: Modelo Interacción Estructura de Cimentación y Suelo. 92

Figura 5.3: Condición X_i=0 para el modelo de interacción de la estructura y el suelo. 92

Figura 5.4: Condición X_i = +1 para el modelo de interacción de la estructura y el suelo. 93

Figura 5.5: Modelo analítico de los ensayos PM1. 94

Figura 5.6: Modelo analítico de los ensayos PM2. 95

Figura 5.7: Modelo analítico de los ensayos PM3. 95

Figura 5.8: Esfuerzo vertical en un punto debido a un área uniformemente cargada. Factores de cálculo de la Matriz de Influencia. 96

Figura 6.1: Líneas de flujo correspondientes al avance del frente de saturación. 104

Figura 6.2: Curva de Colapso, Ensayo PM1 - A 105

Figura 6.3: Curva de Colapso, Ensayo PM1 - B 105

Figura 6.4: Curva de Colapso, Ensayo PM1 - C 106

Figura 6.5: Curva de Colapso, Ensayo PM2 – A. 107

Figura 6.6: Curva de Colapso, Ensayo PM2 - B 107

Figura 6.7: Curva de Colapso, Ensayo PM2 - C 108

Figura 6.8: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - A 109

Figura 6.8: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - A 109

Figura 6.9: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - B 109

Figura 6.10: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - C ____ *110*
Figura 6.11: Ciclo de Descarga y Recarga, Ensayo PM1 – B. ____ *112*
Figura 6.12: Ciclo de Descarga y Recarga, Ensayo PM2 – B. ____ *112*
Figura 6.13: Ciclo de Descarga y Recarga, Ensayo PM3 – B. ____ *113*
Figura 6.14: Diagrama cortante de la losa de cimentación de acuerdo al modelo analítico. ____ *119*
Figura 6.15: Diagrama momentos de la losa de cimentación de acuerdo al modelo analítico. ____ *119*
Figura 6.16: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM1 – A. ____ *121*
Figura 6.17: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM1 – B ____ *121*
Figura 6.18: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM1 – C ____ *122*
Figura 6.19: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM2 – A ____ *123*
Figura 6.20: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM2 – B ____ *123*
Figura 6.21: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM2 – C ____ *124*
Figura 6.22: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM3 – A ____ *125*
Figura 6.23: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM3 – B ____ *125*
Figura 6.24: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM3 – C ____ *126*

Indice de Fotografías

Fotografía 2.1: Agrietamiento en mampostería y piso debido al fenómeno de asentamientos. Departamento Administrativo Stout en Jarvis Hall, E.U.A.. 17

Fotografía 2.2: Agrietamiento en el marco de ventana sobre pared repellada, 18

Fotografía 3.1: Ejemplo de una máquina centrífuga 48

Fotografía 4.1: Apilamiento de Material Colapsable, Urbanización Monterán. 53

Concepción de Tres Ríos. 53

Fotografía 4.2: Secciones constructivas del estrato rígido 68

Fotografía 4.3: Proceso de impermeabilización de la superficie del estrato y sellado de juntas constructivas 68

Fotografía 4.4: Prueba de inundación del estrato. 69

Fotografía 4.5: Detalle de la lámina de acrílico transparente como elemento confinante del modelo. 69

Fotografía 4.6: Placa de Hierro Negro utilizada como losa de cimentación, 3/16in de espesor y sección cuadrada de 16cm de longitud. 70

Fotografía 4.7: Material utilizado en el modelo físico de asentamientos (Pasando Malla N°4). 71

Fotografía 4.8: Sistema de Saturación utilizado en el modelo físico. 72

Fotografía 4.9: Detalle de los componentes del sistema de carga del modelo físico. 74

Fotografía 4.10: Sistema de monitoreo e instrumentación del modelo físico. 75

Fotografía 6.1: Vacíos en la estructura del suelo, ensayo PM1 – A. 99

Fotografía 6.2: Reducción de vacíos con el avance del frente de saturación. 101

Capítulo1
Introducción

1.1 El problema y su importancia

1.1.1 El problema específico

Todos los materiales experimentan deformaciones cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones iniciales de esfuerzo. Las deformaciones en la mayoría de los suelos, aún bajo cargas pequeñas, son mayores que las que se producen en otros materiales estructurales como el acero o el concreto. Estas deformaciones se traducen en un desplazamiento en dirección vertical de la masa de suelo, dando lugar al fenómeno de asentamientos.

Los asentamientos resultan de vital importancia dentro del concepto de diseño de una estructura, debido a su relación directa con aspectos tales como la apariencia de la estructura, la funcionalidad y el daño estructural que pueden ocasionar sobre la edificación. El agrietamiento de muros, paredes, vigas y columnas, suele ser asociado con el fenómeno de asentamientos, así mismo, las inclinaciones de la estructura como un elemento total, pueden deberse a asentamientos excesivos. A su vez, estos afectan la funcionalidad de la obra ocasionando el mal funcionamiento del equipo instalado dentro de la estructura, tal como grúas, equipo médico y otros tipos de máquinas que deben ser apoyadas sobre una superficie firme. En muchas ocasiones, el mal funcionamiento de las instalaciones electromecánicas, tuberías o compresores, es producto del fenómeno de asentamientos. En casos aislados, estos pueden conllevar a la falla estructural de la edificación y por ende colapso total, aún cuando, el factor de seguridad definido para los esfuerzos sea alto.

Una de las causas de asentamientos que no se relaciona directamente con las cargas muertas y vivas de la estructura, son los suelos colapsables. Es importante destacar que dicho tipo de depósitos son comunes en Costa Rica, según se pudo determinar a partir de conversaciones con ingenieros de amplia experiencia en el campo. Por tal motivo, la cimentación de estructuras sobre suelos colapsables puede originar asentamientos del tipo uniformes, diferenciales o distorsiones angulares.

Las partículas que conforman la unidad del suelo colapsable están unidas entre sí por medio de fuerzas o materiales cementantes susceptibles a ser anulados o reducidos, por lo que el mecanismo que usualmente causa el colapso de la estructura del suelo es el descenso de las presiones de tensión capilar producto del alto contenido de humedad.

Dichas condiciones de la estructura del suelo son difíciles de analizar a través de modelos matemáticos, por lo que se debe recurrir a nuevas técnicas con el objetivo de realizar un análisis detallado del problema expuesto.

Según se establece en el Código de Cimentaciones de Costa Rica en su apartado 1.4, las cimentaciones sobre suelos colapsables son actualmente en el país, la principal causa de asentamientos de estructuras, producto de la mala práctica en lo que a la construcción de rellenos se refiere, generando una alta inestabilidad de la masa y un peligro inminente de colapso de la estructura cimentada sobre estos. No en vano, las estadísticas muestran que el mayor número de fallas en cimentaciones corresponden con construcciones ubicadas sobre rellenos artificiales o sustituciones.

1.1.2 Importancia del problema

Los problemas geotécnicos y, específicamente, el fenómeno de asentamientos, se dificultan por las numerosas variables que deben considerarse, especialmente por el hecho de que las modificaciones de un factor afectan al resto de manera impredecible. A raíz de este hecho, la experimentación surge como una alternativa viable al análisis matemático riguroso cuando este se vuelve impráctico. Por este motivo, se usan modelos físicos para predecir el comportamiento real del suelo en el marco del asentamiento de la masa del suelo.

La continua inversión que realiza la comunidad internacional de ingenieros geotécnicos en relación con la implementación de la más sofisticada tecnología en el modelado físico, sigue la tendencia de las otras ramas de la Ingeniería Civil. Los modelos físicos han desempeñado un papel complementario a los modelos computacionales analíticos en las áreas de Ingeniería Estructural, Hidráulica y en la Mecánica de Fluidos, entre otras.

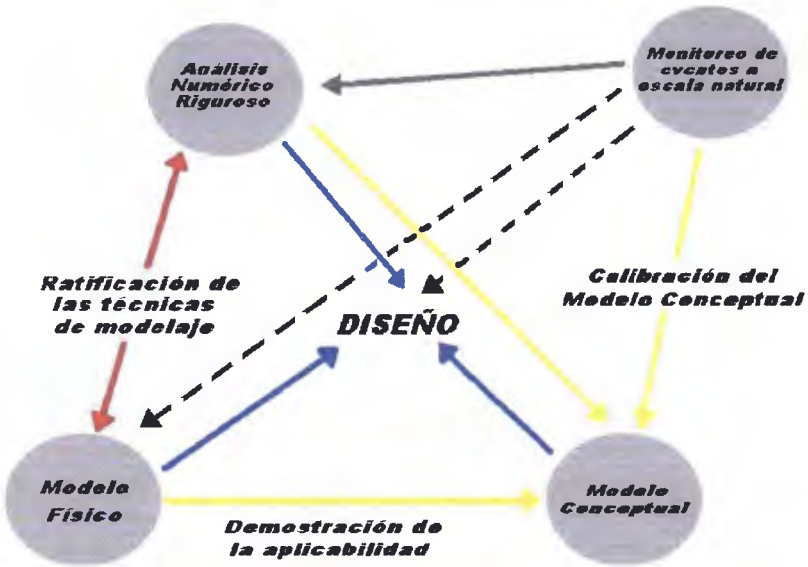
Una de las principales funciones que desempeñan los modelos físicos en el área específica de Geotecnia, radica en los aspectos del complejo comportamiento de suelos y rocas considerados como parte del modelo y los cuales no pueden ser analizados a través de los distintos modelos matemáticos. Generalmente, la mayoría de estos modelos matemáticos se limitan al análisis bidimensional ya sea analítico o numérico, lo que otorga a los modelos físicos una gran relevancia como herramienta para verificar su aplicabilidad en el análisis tridimensional del fenómeno de asentamientos, el cual resulta mucho más complejo.

Entre las principales razones que ubican al modelado físico como mejor alternativa dentro de los procesos de investigación y diseño, específicamente para el asentamiento de cimentaciones, se encuentran:

- La complejidad del proceso de construcción, debido a aspectos tales como la geometría, altas deformaciones o el complejo proceso de interacción de las variables del fenómeno en el suelo.
- Fenómenos de consolidación secundaria y flujo.
- Las limitaciones y simplificaciones de los modelos analíticos ante la respuesta del suelo (respuesta no lineal, medio anisotrópico y heterogéneo, acumulaciones de materiales cementantes, etc.).

La figura 1.1 representa el papel que desempeña el modelado físico dentro del proceso de diseño. La mayor parte del proceso, se realiza a través de modelos conceptuales simples, desarrollados a partir de las correlaciones con los datos obtenidos ya sea de los prototipos generados en el modelado físico o del modelo matemático aplicado. Tanto el monitoreo de los eventos a escala natural como de los datos obtenidos del modelo físico, son usados en la calibración y en la demostración de la aplicabilidad del modelo conceptual del fenómeno de asentamientos.

Figura 1.1: Marco conceptual del modelado físico dentro del proceso de diseño.



Fuente: Randolph, M. (2001).

El modelado físico permite la idealización de las condiciones imperantes en el suelo, así como en el proceso de construcción, lo que ayuda a la aplicabilidad del modelo conceptual de la mecánica general en el diseño propiamente geotécnico.

1.2 Objetivos Generales y Específicos

1.2.1 Objetivo General

- Establecer la aplicabilidad del modelado físico como herramienta de análisis para la estimación de asentamientos durante el proceso de diseño de losas de fundación sobre rellenos de suelo colapsable.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Demostrar la problemática de los asentamientos, primordialmente, sobre suelos colapsables.

- Determinar las probables causas de asentamientos sobre suelos colapsables y sus características principales, así como las distintas variables involucradas en el problema.

- Identificar los problemas desde el punto de vista geotécnico y estructural del fenómeno de asentamientos en suelos colapsables.

- Medir cuantitativamente los asentamientos a partir de la construcción y el ensayo de un modelo físico a escala del problema de asentamientos de losas en suelos colapsables.

- Observar cualitativamente el efecto de los asentamientos de losas de cimentación sobre rellenos de suelo colapsable en la estructura.

- Calcular los asentamientos de losas de cimentación sobre suelo colapsable, a partir de un modelo matemático del problema antes expuesto. (Caso de estudio)

- Comparar los resultados obtenidos a partir del modelo matemático y físico del problema de asentamientos en losas de cimentación sobre suelos colapsables.

1.3 Antecedentes teóricos y prácticos del problema

La ausencia de la consideración del asentamiento como posible factor determinante del proceso de diseño de una cimentación, queda en evidencia en las Tesis de Grado *"Diseño de una losa sobre cimentación elástica"* (Morales, 1976), *"Cimentaciones para edificios"* (Gorini, 1971) y *"Solución y Diseño de placas de cimentación"* (Prats, 1989). Todas consideran la capacidad de soporte como el factor determinante del diseño de cimentaciones, y no se realiza un análisis de los efectos que los asentamientos provocan sobre las fundaciones, ya que se limita el análisis a la capacidad de carga del suelo y no a su deformabilidad.

Araya (1998), se refiere a la consideración de los factores de capacidad de carga y asentamientos dentro del proceso de diseño de cimentaciones en su Tesis de Grado (*Optimización del diseño de cimentaciones con rellenos de sustitución*), en ella introduce la teoría elástica pertinente para la estimación de asentamientos y la metodología de diseño de fundaciones en rellenos.

En la Tesis de Grado "*Procedimientos para la estimación de asentamientos en suelos granulares*" de Montero (1984), se explica detalladamente distintos métodos tanto teóricos como semiempíricos para la estimación de asentamientos en suelos granulares, tales como la Teoría Elástica, Método de De Beer, Jambu, Hough, entre otros. Además, se presenta una introducción a las características de los suelos granulares ampliamente utilizados como rellenos de sustitución y, por ende, potenciales suelos colapsables.

La existencia de suelos colapsables en Costa Rica, se pone en evidencia en la Tesis de Grado de Delgado (1996), *Soluciones de cimentación para edificios sobre suelos blandos*, la cual en sus apartados I.1 y I.2 hace referencia a los suelos colapsables y a los rellenos mal compactados, respectivamente. En el capítulo V, se toca el tema de las soluciones de cimentación sobre suelos colapsables, destacándose la recomendación de losas rígidas de fundación como una alternativa viable, sin entrar en un análisis profundo.

Day (1999), en su obra *Geotechnical and Foundation Engineering Design and Construction*, Capítulo 7, determina los suelos colpsables como una de las principales causas de los asentamientos en estructuras. En este se identifican las variables inmersas en el problema específico y se muestra el análisis de asentamientos para suelos colapsables, por lo que dicha obra constituye el principal antecedente y solución teórica del problema.

Cabe resaltar que, durante el proceso de investigación del fenómeno de asentamientos, fueron consultados varios Ingenieros Estructurales con el objetivo de aprovechar su experiencia profesional en el campo.

Sin embargo, en su mayoría se mostraron herméticos debido al nivel de privacidad con que los casos de asentamientos se manejan en el país y por ello no estuvieron anuentes a suministrar información de estos, con lo que se demuestra la problemática expuesta en el país.

En lo referente al marco teórico del modelado físico, el único documento de la aplicación del modelado físico al área de Geotecnia en Costa Rica, lo constituye la Tesis de Grado de Chavarría (2004), "*Aplicación de modelos físicos en Geotecnia: un caso de estudio*", a la cual se ha tenido acceso gracias a la colaboración de la autora. Su importancia radica en las consideraciones del modelado físico sobre materiales granulares como arena y a la documentación de ensayos de modelado físico en Geotecnia y otras disciplinas, realizado en el país.

A nivel internacional, se tiene acceso a la publicación "International Journal of Physical Modelling in Geotechnics". Particularmente, se destaca la importancia de los artículos "*Optical measurement of deformation using transparent silica gel to model sand*" y "*The complementary roles of physical and computacional modelling*" por sus valiosas ideas en lo que a modelado físico se refiere y las cuales pueden ser implementadas en nuestro país sin mayor complejidad.

La teoría del modelado físico se detalla en los Capítulos 1, 2, 6, 7 y 8 del libro "*Structural Modelling and Experimental Techniques*". Se hace la salvedad de que las técnicas aquí documentadas se aplicarán, específicamente, al área de Geotecnia y a los materiales del modelo.

1.4 Metodología

El estudio experimental, en lo que a modelado físico se refiere, es en sí mismo un proyecto pequeño de ingeniería y como tal, requiere de una lógica y cuidadosa secuencia en los eventos proyectados.

A continuación se describe la metodología que se implementará en la elaboración del proyecto.

1. Investigación bibliográfica del fenómeno de asentamientos en las masas de suelo colapsable, tanto producto de la aplicación de cargas estructurales como de las condiciones naturales del material correspondiente

En este apartado se incluye la investigación bibliográfica relativa a los aspectos directamente ligados con el problema, tales como tipos de asentamiento, sus principales causas, así como las teorías o modelos matemáticos más utilizados en el cálculo de la magnitud de asentamientos.

2. Identificar y caracterizar las variables inmersas en el problema de asentamientos de la estructura sobre suelos colapsables.

A través de esta etapa, se pretende identificar los principales factores inmersos en el fenómeno de asentamientos de suelos colapsables, tales como tipo de material, nivel freático , contenido de humedad, granulometría del material, compresibilidad, geometría del relleno, peso específico seco del material y los esfuerzos verticales entre otros.

3. Investigación bibliográfica de la teoría para la aplicación de los modelos físicos en Geotecnia.

Al igual que el apartado 1 de la metodología, este contempla la recopilación de la teoría fundamental de los modelos físicos, con el fin de diseñar el ensayo a escala reducida enfocado al fenómeno de asentamientos de suelos colapsables.

4. Establecer el caso de estudio de asentamientos de losas de cimentación sobre rellenos de material colapsable.

Este apartado corresponde a la descripción detallada del prototipo del modelo físico.

5. Realizar el cálculo de la magnitud del asentamiento basados en el modelo matemático.

Se elegirá un modelo matemático con el fin de cuantificar la magnitud de los asentamientos.

6. Definir el alcance del modelo físico.

Se determinará que se requiere del modelo y que aspectos no son necesarios de modelar con el fin de simplificarlo. Se definirán las variables que se desean modelar y cuantificar a través del modelo físico.

7. Decidir el nivel de confiabilidad o precisión del modelo físico.

Esta etapa corresponde a la exactitud del modelo y la misma está muy ligada al paso anterior por cuanto, a partir de la definición de las variables que se modelarán, se define la exactitud y precisión del modelo.

8. Especificar la similitud requerida en lo referente a geometría, materiales, cargas y la interpretación de los resultados del modelo físico.

Una vez definido el alcance del modelo, se determinará el factor geométrico, correspondiente a la escala del modelo. Se seleccionarán los materiales del modelo acorde con este y el nivel de precisión y exactitud definido. Se diseñará y preparará el equipo de carga y se revisará que guarde concordancia con el factor geométrico del mismo.

9. Planear la fase constructiva del modelo físico.

Al ser un pequeño proyecto de ingeniería, la fase de planificación representa gran importancia para el desarrollo del mismo, ya que a través de esta se identificarán los principales problemas que podrían surgir, eventualmente, durante el ensayo.

10. Seleccionar el equipo e instrumentación para las respectivas mediciones, sean esfuerzos, desplazamientos, fuerzas u otras.

No solo se definirá el equipo de monitoreo en el modelo, sino que se planeará su instalación dentro del mismo, de manera que no afecte, considerablemente, el comportamiento del modelo físico.

11. Construcción del modelo a escala.

Una vez planeada la fase constructiva del modelo y elegido el equipo e instrumentación del mismo, se procederá con la construcción del modelo a escala reducida.

12. Observar la respuesta del modelo durante el proceso de carga.

Con el fin de realizar un monitoreo exhaustivo del modelo, se tomarán notas completas y un registro fotográfico. A su vez, se cuantificará la magnitud del asentamiento de la masa del suelo producto de la aplicación de la carga, entre otras variables.

13. Analizar los datos obtenidos a partir de la prueba en el modelo físico y los calculados mediante el modelo matemático.

La comparación directa de los resultados obtenidos de ambos modelos, permitirá realizar las conclusiones pertinentes del trabajo.

1.5 Alcances y limitaciones del proyecto

El modelo planteado contempla únicamente el análisis de cimentaciones superficiales. Más específicamente, se manejará el concepto de losas de cimentación, escapándose del análisis planteado las cimentaciones profundas y las placas corridas.

Dada la gran variedad de suelos existentes en la naturaleza, el trabajo se limitará al análisis de asentamientos en suelos colapsables, entendiéndose por estos, suelos a base de rellenos mal compactados, rellenos profundos y desechos sueltos. Esto por cuanto, la amplia categorización de suelos colapsables, limitando el alcance del proyecto a lo concerniente a depósitos de relleno.

1.5.2 Limitaciones

La principal limitación para el desarrollo del proyecto lo constituye el escaso equipo disponible para la implementación del modelo físico. Actualmente, a nivel mundial, se trabaja el modelado físico en Geotecnia con tecnología de punta como la máquina centrifuga. Sin embargo, el equipo disponible cumple satisfactoriamente con el alcance del proyecto.

Otra limitación importante, es el acceso al monitoreo de asentamientos por parte de la comunidad ingenieril costarricense, dado que en muchas ocasiones, la información es de uso restringido y no se tiene acceso a esta.

Capítulo 2

El fenómeno de asentamientos en suelos colapsables

2.1 Conceptos básicos del fenómeno de asentamientos

2.1.1 Origen del asentamiento

Toda obra civil es soportada por una masa de suelo, ya sea por el estrato superficial o por estratos más profundos. Al cimentar una estructura sobre el suelo, este es sometido a un estado de esfuerzos que produce deformaciones en la masa, las cuales (según se establece en el apartado 7.1.a del C.C.C.R.[1]), provienen de la variación del volumen y/o de la forma. Estas deformaciones dan origen al fenómeno de asentamientos.

2.1.2 Definición de asentamiento

De manera general, se define asentamiento como *"el desplazamiento permanente en dirección vertical que sufre una fundación"* (Day, 2000).

Este desplazamiento vertical de la fundación involucra tanto movimientos con dirección descendente como ascendente. Tal es el caso de los levantamientos, cuyo origen se halla en las características expansivas del material de la fundación o bien cuando el suelo sufre una descarga debido a una excavación. Para efectos de la presente investigación, el asentamiento se comprenderá como un desplazamiento vertical descendente. Fundamentalmente los movimientos de las fundaciones son verticales, sin embargo, no se debe olvidar los desplazamientos horizontales, especialmente durante cargas dinámicas como los sismos.

2.1.3 Asentamientos en el marco de diseño de una estructura

Los asentamientos resultan de vital importancia dentro del concepto de diseño de una estructura, por cuanto, van en deterioro de la apariencia y funcionalidad de la obra, al mismo tiempo que provocan eventuales daños estructurales a la edificación. Dentro del marco del diseño estructural de la obra civil, resulta indispensable obtener una serie de parámetros geotécnicos con el objetivo de diseñar adecuadamente la cimentación de la estructura. Por tal motivo, todo estudio de suelos debe referirse al asentamiento potencial de la estructura, ya que su determinación es un objetivo primordial del análisis geotécnico de fundaciones.

[1] Código de Cimentaciones de Costa Rica.

2.2 Clasificación de los asentamientos

A partir del comportamiento del suelo como medio soportante, los asentamientos pueden dividirse en tres componentes:

1. ***Asentamiento elástico:*** corresponde a la deformación del suelo en forma instantánea al aplicar la carga estructural.

2. ***Asentamiento por consolidación primaria:*** es la deformación del material en forma diferida, la cual es ocasionada por la expulsión de agua de los vacíos del suelo, finalizando cuando se estabiliza el esfuerzo efectivo y cuando la presión de poro se disipa.

3. ***Asentamiento por consolidación secundaria:*** dicha deformación ocurre en forma diferida conjuntamente con la consolidación primaria, sin embargo, esta continúa una vez finalizado este proceso. Su origen radica en la deformación del esqueleto sólido del suelo.

A estas tres componentes descritas anteriormente, debe agregarse el asentamiento producto del potencial colapso del suelo, aspecto que será tratado con más detalle en la presente investigación.

La acción conjunta de estos factores, ocasiona asentamientos cuya configuración de deformación es distinta. La figura 2.1, ilustra los tipos de asentamientos más comunes, los cuales se detallan a continuación.

2.2.1 Asentamiento uniforme

El asentamiento uniforme constituye el descenso vertical de la estructura como un todo. Este puede ser la causa de daños en las instalaciones de servicio tales como: tuberías, líneas eléctricas y telefónicas entre otras. A su vez, este puede generar problemas estéticos como el hundimiento de la edificación, y de esta manera, alterar en forma importante la funcionalidad de la obra civil. Básicamente, el asentamiento uniforme está en función de los niveles de esfuerzos globales impuestos por la estructura y por la compresibilidad del medio soportante (suelo).

2.2.2 Asentamiento diferencial

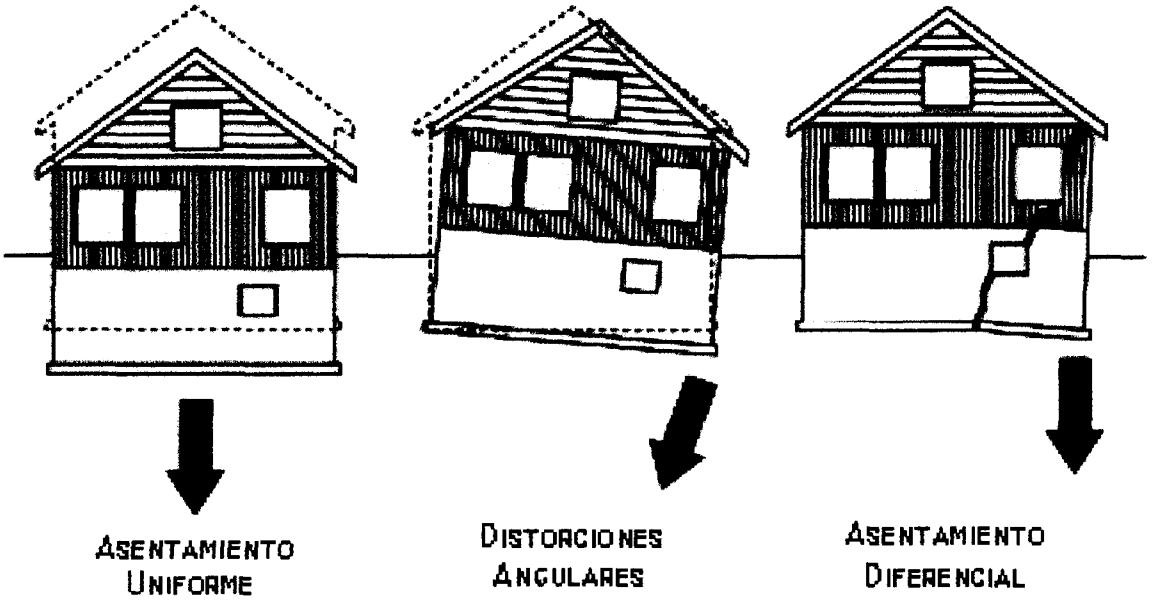
El asentamiento diferencial se origina por la deformación relativa entre dos cimientos que ocasiona daños en la estructura y en sus acabados.

Está relacionado con la distribución particular de las cargas estructurales, la rigidez de la estructura de cimentación y la variabilidad de las características de deformabilidad del suelo de fundación.

2.2.3 Distorsión angular

La distorsión angular corresponde con deformaciones diferenciales en la masa del suelo, las cuales debido a la rigidez de la estructura de cimentación, se traducen en una fuerza de momento que tiende a voltear la estructura. La capacidad de deformación de los estratos, así como la configuración de cargas transmitidas al suelo por medio de la estructura de cimentación desempeñan un papel preponderante en este tipo de asentamientos.

Figura 2.1: Tipos generales de asentamientos



Fuente: www.younglinglaw.com

2.3 Causas de los asentamientos

Como se indicó anteriormente, la deformación en el suelo es resultado de la variación del volumen y/o de la forma de las partículas de la masa. A continuación se muestra un cuadro del U.S. Army Corps of Engineers, cuyo objetivo es mostrar las diferentes causas de asentamientos de cimentaciones, así como un pequeño comentario sobre cada aspecto.

Cuadro 2.1: Causas de asentamientos según el U.S. Army Corps of Engineers.

Causa	Comentario
Compresión del suelo debajo de la fundación, bajo la acción de cargas estáticas.	Suelos suaves, arcillas normalmente consolidadas y suelos compresibles. Limos sueltos, arenas y gravas.
Compresión de arcillas suaves, producto del descenso en el contenido de humedad.	El incremento de los esfuerzos efectivos produce asentamientos sin un correspondiente incremento en la carga sobre la superficie.
Compresión de suelos no cohesivos producto de vibraciones.	Son más susceptibles las arenas sueltas y gravas. El asentamiento puede ser causado por vibraciones de máquinas o terremotos.
Compresión del suelo de fundación debido a un aumento en la humedad.	Arenas-Limos Sueltos y gravas son más susceptibles. El aumento en el contenido de humedad puede deberse a un ascenso del nivel freático o por infiltraciones.
Contracciones de suelos cohesivos debido al estado seco del material.	Mayor susceptibilidad en arcillas altamente plásticas. Se debe al incremento de la temperatura del suelo bajo la fundación de la estructura. Un humedecimiento de estos suelos, conlleva a un hinchamiento del material.
Pérdida del material de fundación producto de la erosión.	La acción de agentes erosivos como viento y agua, determinan la profundidad de la fundación con el objeto de evitar el proceso erosivo de la misma.
Pérdida de soporte en la fundación producto de excavaciones adyacentes.	Efecto más pronunciado en arcillas suaves y saturadas.
Pérdida de la capacidad de carga de la fundación debido a la remoción del suelo lateral (perdida de confinamiento).	Este proceso puede causar deslizamientos, reptación o movimientos de las estructuras de retención,
Pérdida de la capacidad de carga de la fundación debido a la formación de sumideros o pozos.	Suelos que sobreyacen materiales con altas razones de vacíos son más susceptibles.
Pérdida de la capacidad de carga de la fundación debido al descongelamiento del material de fundación.	Suelos sometidos a procesos de congelamiento y calentamiento resultan más susceptibles.
Pérdida de la capacidad de carga de la fundación debido a la licuación parcial o total del material de fundación.	Arenas sueltas y saturadas resultan más susceptibles.
Fricción negativa en pilotes sobre arcillas suaves.	La fricción negativa aumenta la carga de punta sobre los pilotes, causando en ocasiones asentamientos del mismo.

Fuente: Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos (U.S. Army Corps fo Engineers)

Si se considera el fenómeno de asentamientos directamente relacionado con el proceso de deformación en la masa del suelo, de manera general, se pueden determinar dos grandes factores inmersos en el fenómeno, dando origen a las dos causas principales de asentamientos descritas por Day (2000). Estas son: el asentamiento debido directamente al peso de la estructura y cargas estructurales, y el asentamiento producto de influencias secundarias. Ambos se describen por separado a continuación.

2.3.1 Asentamiento debido directamente al peso de la estructura y cargas estructurales

El peso de toda estructura puede causar compresión en los distintos estratos del suelo por debajo de la cimentación, dando lugar a deformaciones elásticas o procesos de consolidación sobre ellos.

Usualmente, se asocia al análisis de asentamientos con la carga muerta de la estructura, sin embargo, se debe considerar dentro del análisis a las cargas vivas como fuentes potenciales de asentamientos. En numerosos casos, las cargas vivas representan un considerable porcentaje de la carga transmitida al suelo por medio de la estructura de fundación, como por ejemplo: bibliotecas, torres de transmisión eléctrica entre otras. Específicamente para Costa Rica, el Código de Cimentaciones en su apartado 4.4, se refiere al cálculo de los asentamientos considerando tanto la carga temporal (viva) como la carga permanente (muerta).

El asentamiento del suelo producido por las cargas estructurales, proviene de dos causas:

- Cambio en la relación de vacíos del suelo, denominado ***asentamiento por compresión***.
- Distorsión o cambio de forma del suelo inmediatamente debajo de la carga, conocido como ***asentamientos por distorsión o contacto***.

Ambos asentamientos dependen de los esfuerzos que se producen en el suelo por la cimentación u otras cargas en la superficie.

2.3.2 Asentamientos producto de influencias secundarias

Tal y como su nombre lo indica, estos asentamientos se caracterizan por tener su origen en factores distintos al peso de la estructura, y en muchas ocasiones, por su desarrollo a largo plazo. Como ejemplos se encuentran los asentamientos producto de la infiltración del agua y por desastres naturales como los terremotos o inundaciones. Un caso particular y de especial cuidado, lo constituyen los hundimientos, determinados por un descenso del nivel del suelo sobre grandes áreas.

Otro aspecto que cabe resaltar, es el comportamiento de los denominados suelos expansivos, en los cuales el asentamiento es producido por la saturación y la desecación de los estratos arcillosos del suelo. Se debe referir al asentamiento como el producto de la desecación de la arcilla, que conlleva un desplazamiento vertical en dirección hacia abajo. Esto por cuanto durante su saturación, el proceso es inverso, tendiendo a un movimiento vertical hacia arriba. Por tanto, este tipo de asentamiento debe considerarse como un proceso cíclico y bajo ninguna circunstancia debe suponerse como un asentamiento permanente.

Dentro de esta misma categoría, se presentan los asentamientos cuyo origen es el colapso del suelo, producto de un incremento en la saturación del medio. Dado el interés de la presente investigación, esta causa potencial de asentamientos se detalla en el presente capítulo.

A manera de resumen, a continuación se enumeran los principales factores secundarios que dan origen al fenómeno de asentamientos:

- ***Suelos colapsables.***
- Partículas de suelo solubles.
- Compresión secundaria.
- Pozos o cavidades calizas.
- Túneles o minas subyacentes.
- Extracción de agua subterránea y otros minerales.
- Depósitos y descomposición de materia orgánica.
- Rellenos mal compactados.

2.4 Consecuencias de los asentamientos

Es un hecho, que la principal consecuencia del fenómeno de asentamientos, es el agrietamiento de los elementos estructurales, tales como vigas y columnas de concreto reforzado, paños de mampostería, muros de corte y placas de cimentación, entre otros.

Este agrietamiento conlleva a una disminución de la capacidad estructural de los elementos, por lo que su comportamiento resulta distinto al concebido en su etapa de diseño, ameritando medidas correctivas o de mitigación.

No obstante, una de las consecuencias con mayor costo en pérdidas es el daño ocasionado a los elementos no estructurales, tales como marcos de puertas y ventanas, cristalería, ascensores, entre otros componentes.

A continuación, se presenta un cuadro de daños potenciales producto del agrietamiento de los elementos de la estructura.

Cuadro 2.2: Descripción de daños debidos al agrietamiento de elementos estructurales.

Categoría	*Descripción*	*Ancho de grietas*	Δ	*∂/L*
Despreciable	Grietas imperceptibles	< 0.1mm	< 3cm	< 1/300
Muy leve	Gritas finas que pueden ser tratadas durante procesos de decoración. Visibles bajo una inspección rígida.	1mm	3cm a 4cm	1/300 a 1/240
Leve	Gritas que pueden ser rellenadas, sin embargo se requiere de un proceso de redecoración de los elementos para disimular el tratamiento. Aparecen en el interior de la estructura y pueden ser visibles externamente. Mal funcionamiento de puertas y ventanas.	3mm	4cm a 5cm	1/240 a 1/175
Moderado	Grietas que requieren ser tratadas desde su origen (Epóxicos). Replanteo de muros de mampostería. Mal funcionamiento de puertas y ventanas, posibles fracturas en tuberías.	5mm a 15mm	5cm a 8cm	1/175 a 1/120
Severo	Gritas que implican la demolición parcial del elemento y su posterior reconstrucción. Apreciables en grandes secciones de muros. Distorsión de marcos en puertas y ventanas. Pandeo de entrepisos y posible pérdida en la capacidad de carga de los elementos estructurales. Colapso de tuberías.	15mm a 25mm	8cm a 13cm	1/120 a 1/70
Muy severo	Involucra la reconstrucción parcial o total de la estructura. Vidrios reventados. Inestabilidad estructural de los elementos.	> 25mm	> 13cm	> 1/70

Fuente: Day, R. (2000)

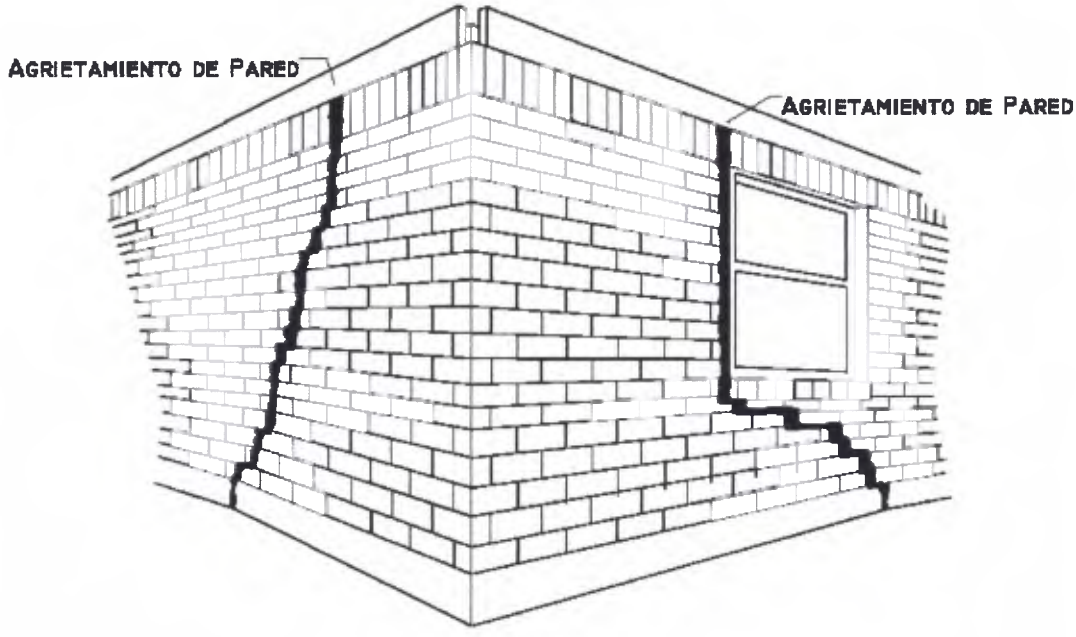
Según se establece textualmente en el Código de Cimentaciones de Costa Rica[2], los asentamientos de fundaciones pueden afectar a una obra civil de la siguiente manera:

- Pueden alterar el aspecto de una estructura, provocar grietas en las paredes, dar lugar a que la estructura se incline lo suficiente como para que se pueda apreciar a simple vista y afectar tuberías de servicio, gradas de acceso, etc.
- Pueden interferir con el servicio de grúas viajeras, maquinarias, equipo de precisión, etc.
- Pueden producir el fallo estructural de un edificio e incluso hasta el colapso.

La figura 2.2, representa un esquema de la problemática de los asentamientos en paños de mampostería. Un mayor detalle de los efectos del agrietamiento, puede observarse en la fotografía 2.1, correspondientes al Departamento Administrativo Stout en Jarvis Hall, Estados Unidos.

[2] En el apartado 4.4.a del C.C.C.R.

Figura 2.2: Agrietamiento en uniones de paredes de mampostería debido a asentamientos diferenciales del suelo.



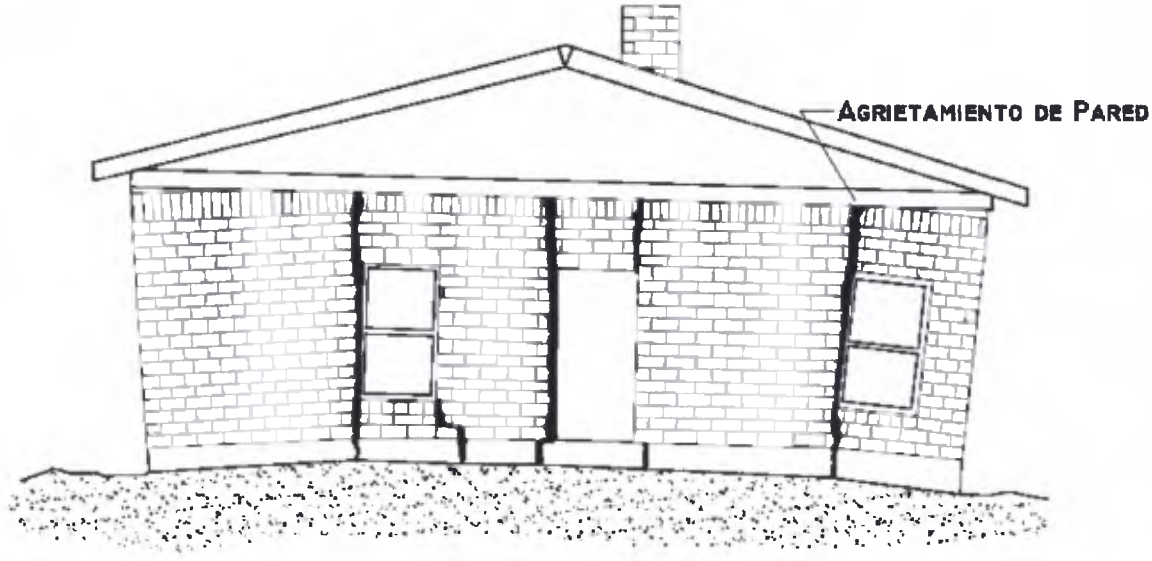
Fuente: Brown (2001).

Fotografía 2.1: Agrietamiento en mampostería y piso debido al fenómeno de asentamientos. Departamento Administrativo Stout en Jarvis Hall, E.U.A..

Fuente: http://www.gettyengineering.com/settlement.html

Como se indicó en párrafos anteriores, una de las zonas de mayor vulnerabilidad ante los asentamientos, son los marcos de puertas y ventanas. La figura siguiente ilustra este aspecto.

Figura 2.3: Grietas en marcos de puertas y ventanas producto de arcillas expansivas.



Fuente: Brown (2001).

Los repellos en paredes son otro aspecto vulnerable ante el efecto de los asentamientos en el medio soportante. La fotografía 2.2, ilustra esta afirmación.

Fotografía 2.2: Agrietamiento en el marco de ventana sobre pared repellada,

Fuente: http://www.gettyengineering.com/settlement.html

2.5 Suelos colapsables

En los apartados anteriores, se identificó a los suelos colapsables como una de las principales causas de asentamientos debido a influencias secundarias. Por tal razón, en las secciones siguientes, se realiza una descripción detallada del comportamiento de este tipo de suelos en el marco del fenómeno de asentamientos.

2.5.1 Definición de suelo colapsable

Los suelos colapsables pueden definirse ampliamente como *"los suelos no saturados susceptibles a una gran reducción de su volumen de manera repentina ante un incremento en el contenido de humedad del material"* (Day, 2000) Este cambio, puede o no suceder bajo la aplicación adicional de cargas externas (Chavez, 1992).

En muchas ocasiones, estos suelos se denominan suelos metaestables, haciendo referencia a su aparente estabilidad en condiciones naturales y su eventual colapso con el incremento de la humedad, convirtiéndolos en suelos sumamente inestables.

Tal y como se deduce de la definición anterior, el término colapso se emplea actualmente en suelos como un fenómeno ligado al humedecimiento, dado que su origen está estrechamente relacionado con la acción del agua.

Específicamente, el origen del colapso en el medio soportante se presenta en suelos cuya estructura granular es floja y donde las partículas están sujetas únicamente en sus puntos extremos, debido primordialmente a la acción de los meniscos de agua capilar, los cuales generan presiones de poro negativas o de succión bastante altas. Esta cohesión aparente, puede estar fortalecida por una cementación debido a la cristalización de sales solubles. En términos generales, consiste en una pérdida muy rápida del volumen del suelo, que se traduce en una importante subsidencia superficial (asentamiento), asociada también a una pérdida rápida de resistencia y a un desmoronamiento estructural interno, al mismo tiempo que el suelo absorbe gran cantidad de agua, acercándose a su saturación.

Según investigaciones previas, para una muestra de suelo sumergida en agua destilada, las principales variables que gobiernan el colapso uni-dimensional son: tipo de suelo, contenido de humedad, densidad seca y la presión vertical (Day 2000).

El colapso unidimensional se incrementará ante un descenso de la magnitud de la densidad seca del material, una reducción del contenido de humedad natural del material o un incremento en la presión vertical (Day, 2000). Por tanto, se puede determinar fácilmente que el colapso de suelos está íntimamente relacionado con su contenido de agua: cuando el grado de saturación es bajo, la susceptibilidad al colapso es mayor.

2.5.2 Caracterización de suelos colapsables

En su mayoría, los suelos colapsables son suelos con un gran rango de tamaños de partículas, donde los materiales solubles y coloidales son lavados por la acción directa del intemperismo, resultando grandes relaciones de vacíos y por consiguiente estructuras inestables. Los suelos colapsables que se presentan en estado natural son eólicos, es decir, arenas y/o limos depositados por el viento, tales como los loes, playas eólicas y los depósitos de polvo volcánico.

Generalmente, este tipo de suelo presenta una densidad seca de baja magnitud, con valores de 700 kg/m^3 aproximadamente (Laporte y Sáenz, 1995), al igual que un bajo contenido de humedad natural. En su estado usual, estos suelos pueden soportar grandes magnitudes de esfuerzo vertical, dando como resultado una pequeña compresión del material y por ende asentamientos casi despreciables. Sin embargo, ante un incremento de la humedad del material, el fenómeno de asentamientos toma gran relevancia, aun y cuando no cambie la condición de esfuerzos anterior. Este aspecto da a una falsa sensación de resistencia y una cohesión aparente, debido a la fuerza de succión presente en ellos.

Dentro de su estructura presentan conductos de dimensiones milimétricas, lo que les confiere un carácter heterogéneo. La permeabilidad presenta valores relativamente altos, debido a la presencia de estos conductos tubificados y a la gran cantidad de vacíos con interconexión a nivel microscópica que benefician el flujo de agua. Además, los suelos colapsables presentan una porosidad muy alta, con relaciones de vacíos altas, inclusive superiores a dos (Muñoz, 2003). Por tanto, presentan una estructura abierta la que resulta en suelos muy inestables, sin embargo, al colapsar llegan a un equilibrio frente a las cargas externas, la cual cambia la microestructura del suelo hasta llegar a un nueva condición de mayor estabilidad.

Los suelos colapsables son predominantemente limosos (aproximadamente 80% de limos) y presentan pequeñas cantidades de arena fina (8% aproximadamente) y de arcilla (12%), siendo las cantidades entre paréntesis, valores típicos de estos suelos (Cordero, 1995).

A través de los Límites de Atterberg, estos suelos clasifican como limos de baja plasticidad. El bajo contenido de sales solubles, es también una característica de estos suelos, valor que puede fluctuar entre un 0% y un 15% (Cordero, 1993). En nuestro país, estos suelos se asocian con los depósitos de ceniza volcánica, los cuales presentan una estructura muy abierta y con muchos vacíos, aparentemente floja pero de alguna manera cementada, de tal modo que se conservan así hasta que se produzca un aumento de la humedad, confiriéndoles inestabilidad y un potencial al colapso. Su consistencia blanda se manifiesta en los resultados de la prueba SPT, en la cual no superan los 5 golpes hasta profundidades de 2m o más (Muñoz, 2003).

2.5.3 Tipos de suelos colapsables

Si bien es cierto, los limos de baja plasticidad constituyen el tipo de suelo más susceptible al fenómeno de colapso, existen otros tipos de material que por sus características también resultan susceptibles al fenómeno, tal es el caso de los loess, suelos coluviales, suelos aluviales, y uno muy importante por su auge actual en el medio, los rellenos artificiales mal compactados.

2.6 Asentamientos en suelos colapsables

2.6.1 Conceptos básicos

Probablemente, una de las causas más común de asentamientos en nuestro medio, son los suelos colapsables. De manera general, en el mundo existe a un incremento en el daño sobre las estructuras a causa de los suelos colapsables, probablemente debido a la falta de tierra apta para las áreas urbanas, lo que conlleva a un desarrollo en tierras marginales, las cuales, en muchas ocasiones contienen depósitos de materiales de relleno producto de procesos erosivos y sedimentarios o suelos cuya naturaleza es colapsable.

2.6.2 Concepto de compresión en suelos

La compresión del material que resulta del incremento de la presión vertical sobre el suelo, involucra una disminución en la relación de vacíos del medio soportante, producto de la expulsión del aire que ocupa estos vacíos. Muchas veces, la compresión mencionada, ocurre ante un contenido de humedad constante.

Un suelo puede ser considerado como un esqueleto de gránulos sólidos que encierran vacíos que pueden estar llenos o no de gas, líquido o de una combinación de ambos. Si una muestra es sometida a un esfuerzo y su volumen disminuye, existirán tres factores a los cuales se puede asociar esa disminución:

- Una compresión de la materia sólida.
- Una compresión del agua y el aire que se encuentra en los vacíos del suelo.
- Un escape del aire y el agua en los vacíos.

Bajo las cargas aplicadas normalmente sobre la masa del suelo, la materia sólida y el agua en los poros, se pueden considerar como incompresibles, pues no sufren cambios volumétricos apreciables. Por tanto, la compresión del suelo se da por la expulsión de agua de los poros en su condición saturada y de aire y agua en su condición parcialmente saturado.

2.6.3 Comportamiento volumétrico de suelos colapsables

Los suelos colapsables constituyen suelos parcialmente saturados, por lo que hoy en día, no ha sido posible explicar el comportamiento de estos suelos a través de la mecánica de suelos clásica. Sin embargo, investigaciones recientes han determinado que el comportamiento volumétrico adquiere gran relevancia en la experimentación de suelos parcialmente saturados.

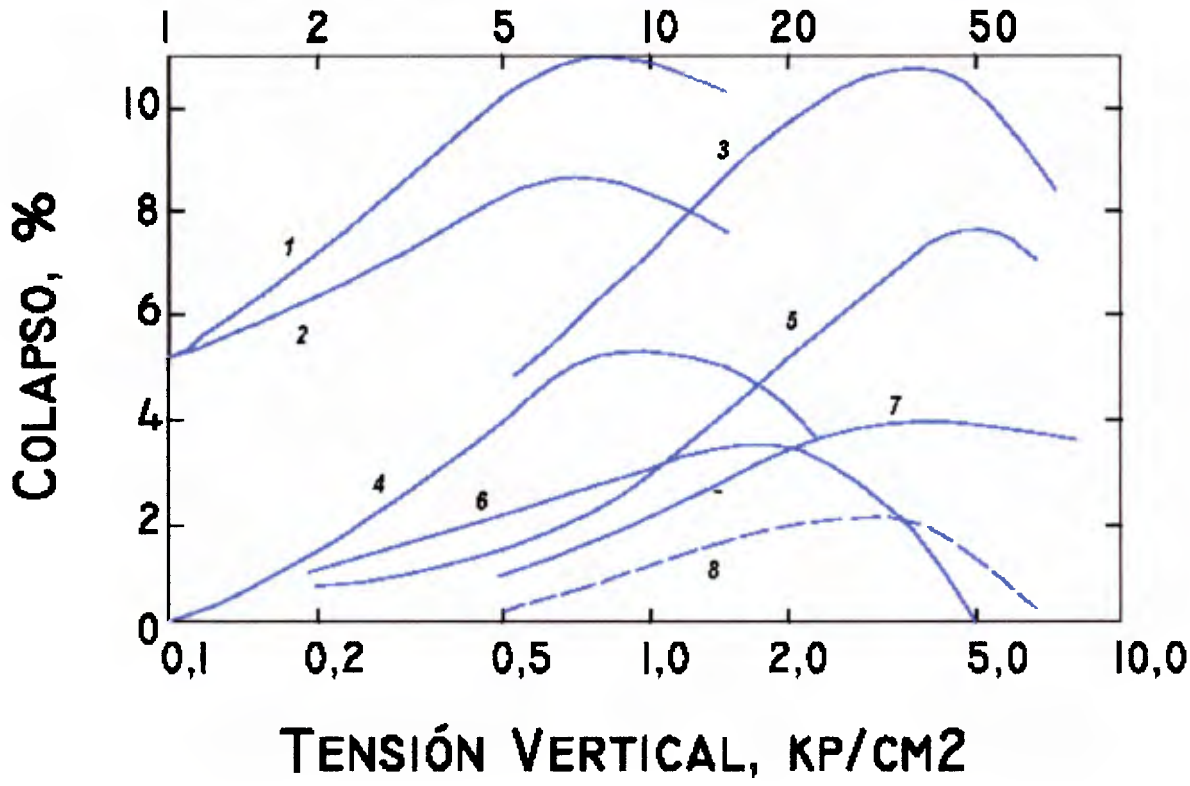
Este comportamiento volumétrico está asociado al fenómeno de succión, confiriéndole gran relevancia dentro del marco de los suelos no saturados. Bajo condiciones de saturación parcial, la succión se define como la diferencia entre la presión de aire y la presión de agua, siendo esta diferencia la causante del efecto de menisco que proporciona propiedades especiales al suelo no saturado.

Una característica importante de la succión, es que al aumentar contribuye a incrementar los esfuerzos intergranulares, es decir, el esfuerzo efectivo. Este conjunto de fuerzas entre las partículas hace más resistente e indeformable la estructura del suelo ante cargas externas aplicadas. Si el suelo tiene un estado determinado de succión y cargas externas aplicadas, y posteriormente la succión desaparece, puede suceder que la estructura original del suelo colapse debido a la pérdida de las fuerzas capilares.

Otro aspecto de relevancia es la microestructura del suelo. Como se indicó anteriormente, los suelos con estructuras abiertas y muy porosas, son usualmente inestables y propensos al colapso. Estos pueden desarrollar también esfuerzos intensos de succión que los hace muy resistentes cuando tienen humedades medias.

Investigaciones experimentales realizadas con estos suelos han demostrado que después de la inundación, el colapso crece con forme el esfuerzo aplicado es mayor, hasta llegar a un máximo para después disminuir (Cordero, 1995). La figura 2.4 resume los resultados de pruebas de laboratorio sobre distintos especimenes de suelo, y muestra la influencia de la presión vertical en el potencial de colapso de los distintos suelos utilizados en la experimentación.

Figura 2.4: Variación del colapso con la tensión vertical aplicada.

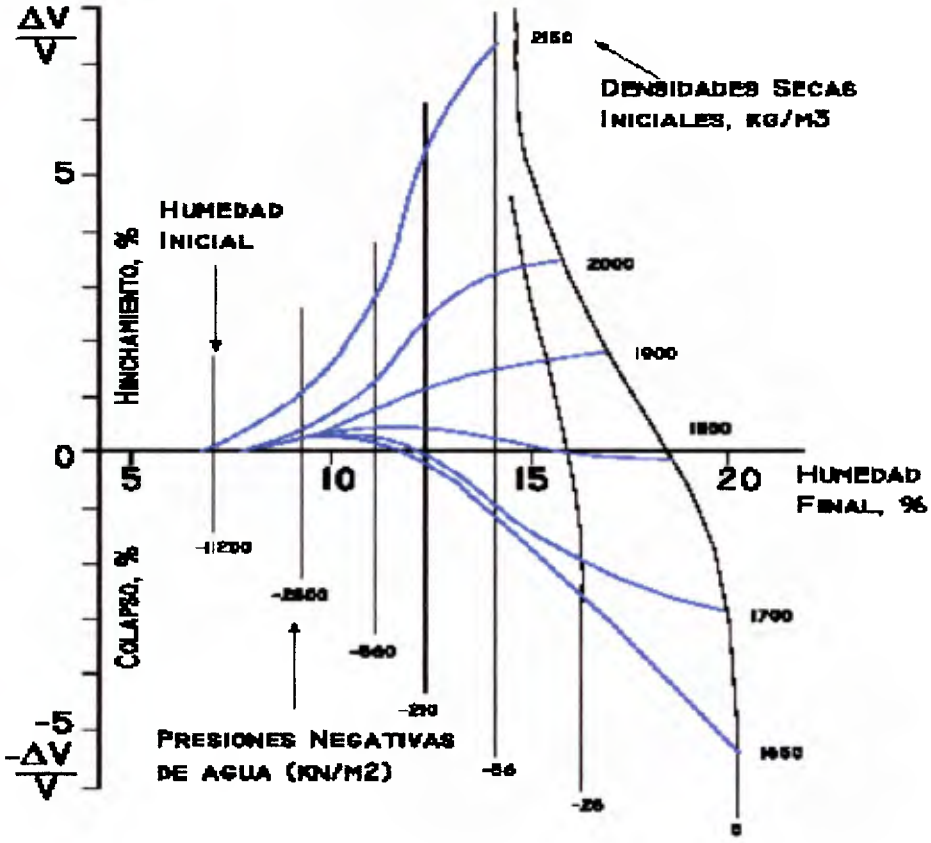


Fuente: Cordero, 1995.

Otro aspecto a considerar dentro del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, radica en que los suelos con densidades secas iniciales altas, experimentan sólo deformaciones por hinchamiento y que para densidades secas iniciales bajas, experimentan en su mayoría deformaciones compresivas por colapso.

La figura 2.5 corresponde al efecto de la variable de densidad del material en el comportamiento de suelos parcialmente saturados.

Figura 2.5: Deformaciones volumétricas para diferentes densidades durante la saturación.



Fuente: Cordero, 1995.

2.6.4 Comportamiento de suelos colapsables con carga aplicada

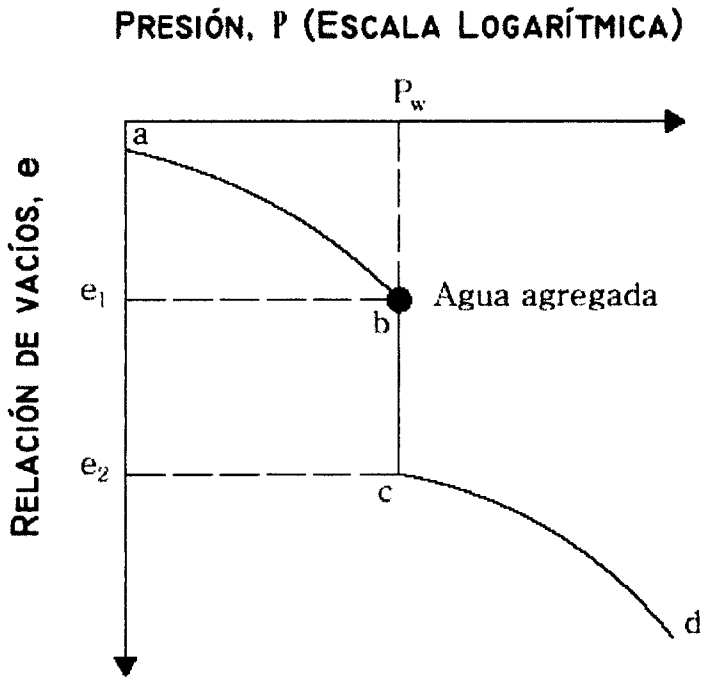
Debido a la importancia que presenta el suelo como material estructural, el análisis de su comportamiento con base en la presión vertical aplicada resulta de suma importancia, especialmente en lo que se refiere al potencial de colapso.

El comportamiento de los suelos colapsables bajo cargas estructurales aplicadas, se resume en la figura 2.6, correspondiente al vínculo entre la relación de vacíos y la presión externa.

El tramo de curva a-b, se determina a partir de la prueba de consolidación sobre un espécimen con su contenido de humedad natural. Nótese que a la presión vertical P_w (presión arbitraria), la relación de vacíos de equilibrio es e_1.

Sin embargo, si se inicia un proceso de saturación de la muestra ensayada, la estructura del suelo colapsará. Después de la saturación, la relación de vacíos de equilibrio a la misma presión P_w es e_2. La curva c-d es la rama de la curva e-log P bajo carga adicional después de la saturación (Das, 2001).

Figura 2.6: Variación de la relación de vacíos (e) con la presión (P) para un suelo colapsable.



Fuente: Braja M. Das, 2001.

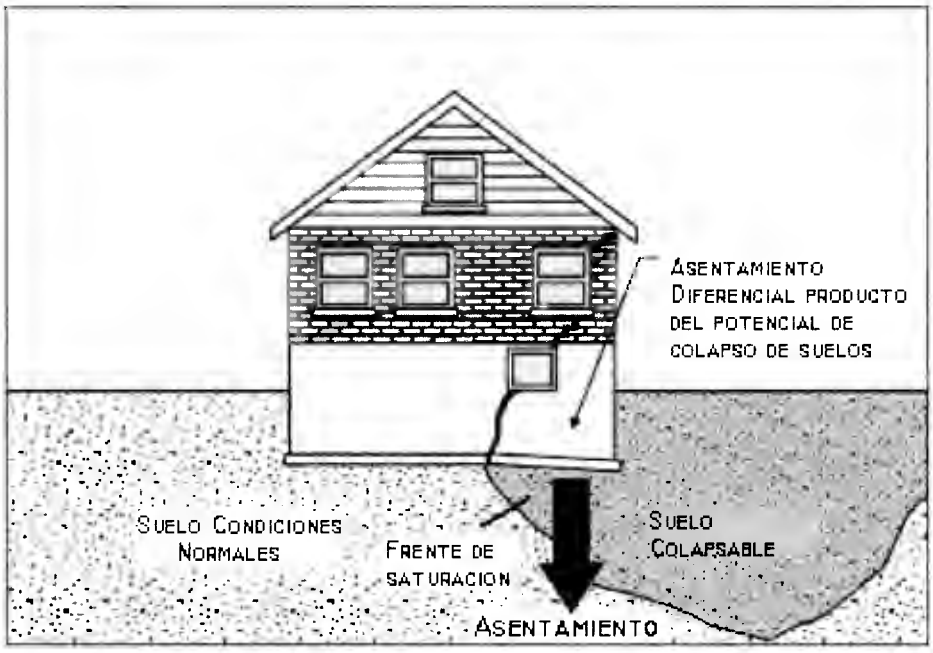
2.6.5 Mecanismos de disparo del fenómeno de colapso e implicaciones a nivel del desempeño estructural de la edificación.

Las cimentaciones construidas sobre suelos colapsables presentan grandes y repentinos asentamientos cuando el material bajo la cimentación se satura con una humedad no anticipada, la cual puede provenir de varias fuentes, como:

- Tuberías de agua rotas.
- Drenajes con fugas.
- Drenajes del agua de depósitos y albercas.
- Incremento lento del nivel freático.
- Precipitaciones excesivas.

La siguiente figura describe la problemática de los asentamientos por colapso en el marco del diseño de estructural de una obra civil. Se puede asegurar que el esquema aquí mostrado ilustra un problema real de ingeniería en nuestro medio.

Figura 2.7: Asentamiento Diferencial debido al colapso del suelo.



Fuente: http://www.younglinglaw.com

Este tipo de asentamientos causa generalmente considerables daños estructurales y el mecanismo que usualmente causa el colapso de la estructura del suelo, es el descenso de la presión de poro negativa (tensión capilar) que se produce ante el aumento en el porcentaje de humedad del material. Las deformaciones por colapso son de tipo plástico o irreversible, es decir, una vez que el suelo colapsa por saturación, no se vuelve a recuperar su volumen aunque se someta a un proceso de secado.

2.6.6 Resistencia de la estructura de suelos colapsables

Se define capacidad de carga última como la presión máxima que puede resistir un suelo antes de fallar por cortante. En su estado natural, los suelos colapsables presentan una estructura que permanece invariable ante fuertes cargas, siempre y cuando el contenido de humedad no traspase un cierto valor crítico. Como se indicó anteriormente, el fenómeno de colapso está asociado a una pérdida rápida de resistencia de la estructura del suelo, la cual se debe a un reacomodo estructural interno y a la pérdida de la fuerza de succión o tensión capilar, ambos íntimamente ligados.

A diferencia de las presiones externas, las cuales producen un reordenación considerable de las partículas que componen la estructura del suelo producto de los momentos y fuerzas inducidos, la tensión capilar origina fuerzas de atracción que pueden llevar a un reajuste entre las partículas pero con una magnitud mucho menor y cuyo efecto principal es la rigidización de los contactos.
Otros aspecto que le otorga cohesión a los suelos colapsables es la presencia de arcilla alrededor de las partículas de tamaño de limo, manteniéndolas unidas en una condición bastante estable en un estado no saturado. La cohesión también es ocasionada por la presencia de precipitados químicos lixiviados por el agua de lluvia.

Otro efecto de este tipo de estructura es la deformación diferida, referente al rompimiento de contactos cementados, los cuales descargan y transfieren parte de su carga a otros contactos vecinos, conllevando una sobrecarga de muchos de ellos, lo que conlleva al rompimiento de los mismos sucesivamente. Este aspecto se puede considerar como una reacción en cadena.

Un suelo colapsable deformado ante una aplicación externa de cargas, obtiene una estructura más estable en términos generales, por lo que si se produce una nueva reducción de la tensión capilar, solo experimentará una cambio volumétrico traducido en asentamientos. Esta situación adquiere más relevancia a medida que la carga aplicada se aproxima a la carga crítica, correspondiente al colapso máximo.

2.7 Rellenos y el fenómeno de asentamientos

2.7.1 Conceptos básicos

Los rellenos artificiales son abundantes en nuestro medio, debido a la escasez de terrenos aptos para la construcción y al crecimiento y desarrollo del proceso urbanístico e industrial del país.

Dos tipos de rellenos conllevan un especial cuidado desde el punto de vista de potencial de colapso y por ende de asentamientos, estos son los rellenos profundos y los rellenos sin el control geotécnico respectivo durante su etapa constructiva.

Los rellenos profundos se pueden definir como aquellos rellenos cuyo espesor supera los 6m (Day, 2000). Por otro lado, el término relleno sin control incluye aquellos cuya etapa de construcción no presenta documentación de las pruebas de compactación respectivas in situ. Dentro de este tipo, podemos mencionar a los depósitos de materiales no aptos como relleno, rellenos colocados bajo condiciones de humedad no óptima, rellenos hidráulicos y aquellos rellenos compactados sin registro de la cantidad de energía aplicada durante el proceso de compactación respectivo.

En ambos casos, la compresión ocurrirá cuando la presión en la superficie incremente, ya sea traduce en asentamientos.

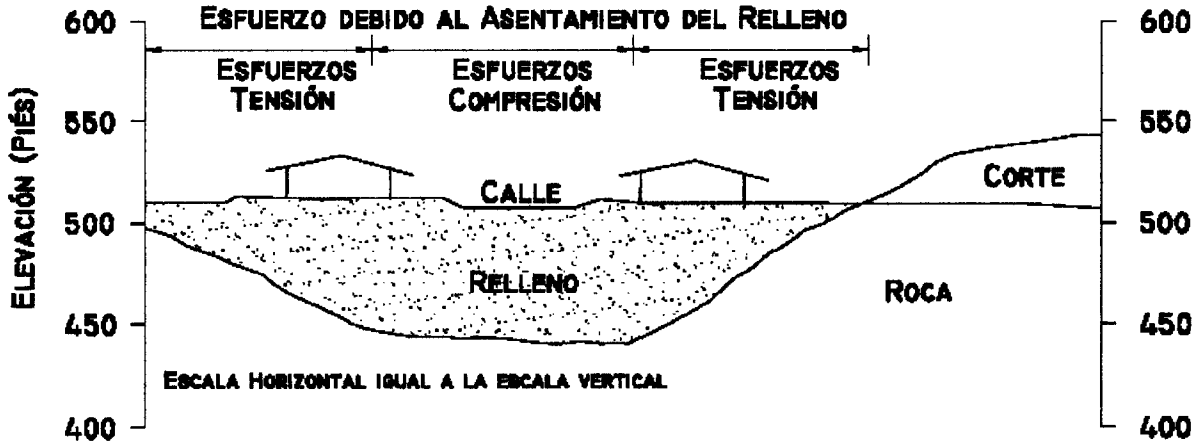
2.7.2 Influencia de la geometría del relleno

El fenómeno de asentamientos es producto de la deformación de la masa del suelo y como se indicó anteriormente, está ligado al cambio en la condición de esfuerzos que impera en los distintos estratos. Estos conceptos mencionados se manejan comúnmente en el diseño de cimentaciones, a través de la determinación del asentamiento potencial, ya sea total o diferencial.

Investigaciones recientes por parte de Skinner (2003)[3], han determinado una serie de factores que causan asentamientos diferenciales en rellenos, resaltando su geometría así como su heterogeneidad, como factores determinantes en los asentamientos diferenciales.

El efecto directo de la variable geométrica en la determinación de la magnitud de asentamientos en rellenos, se explica a través del concepto de profundidad del relleno. Este concepto se ilustra a partir de situaciones muy típicas en el ámbito geotécnico nacional, tales como las construcciones sobre rellenos cuya geometría es variable, aspecto que se ilustra en la figura 2.8.

Figura 2.8: Construcciones sobre rellenos con geometría variable.

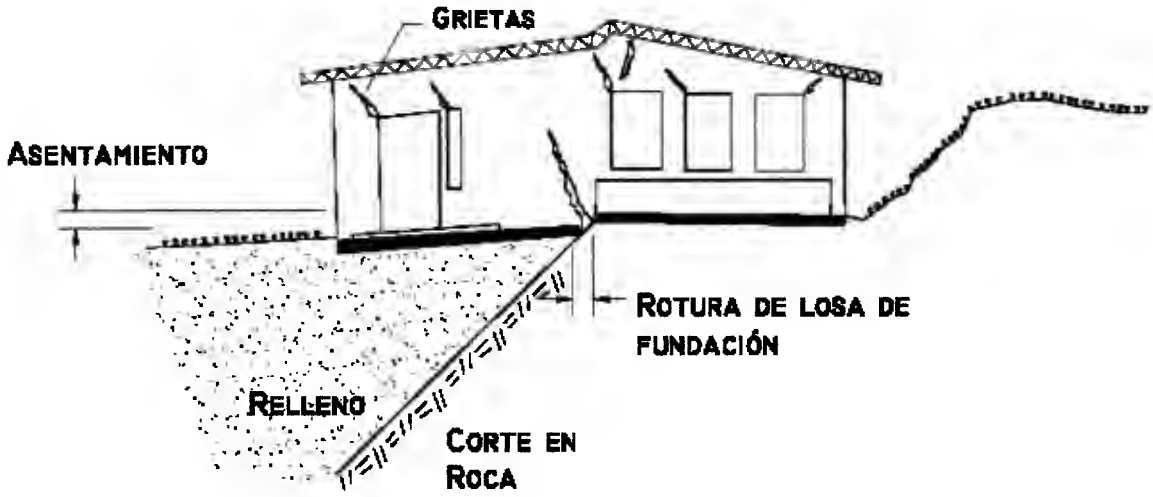


Fuente: Day, 2000.

[3] BRE Center for Structural and Geotechnical Engineering

Una de las principales consecuencias de este tipo de construcciones, radica en el potencial de asentamientos (especialmente diferenciales) que pueda sufrir la estructura, los cuales van en detrimento de la obra civil construida. Las siguientes figuras ilustran la problemática planteada.

Figura 2.9: Asentamientos de transición relleno – corte. Caso 1



Fuente: Day, 2000.

Figura 2.10: Asentamientos de transición relleno – corte. Caso 2

Fuente: http://www.younglinglaw.com

2.8 Determinación de una solución factible para el análisis de asentamientos en rellenos de suelos colapsables.

El presente capítulo describe la problemática de los asentamientos de estructuras, y resalta este fenómeno en el marco de los rellenos y los suelos con alto potencial de colapso.

Con base en este marco teórico expuesto, el siguiente capítulo busca proponer una solución factible en cuanto al análisis e investigación del fenómeno de asentamientos se refiere. Dadas las relaciones complejas que se producen entre las distintas variables inmersas en este fenómeno físico, la aplicación de un modelo físico a escala surge como una alternativa factible en el análisis de asentamientos sobre rellenos de suelo colapsable.

Capítulo 3

Marco teórico de los modelos físicos

3.1 Conceptos básicos de los modelos físicos

3.1.1 Definición de modelo físico

El concepto de modelo físico, se refiere a: *"cualquier representación de un fenómeno físico, generalmente un modelo a escala reducida, el cual es utilizado experimentalmente y que a través de las leyes de similitud, los resultados obtenidos pueden ser interpretados con gran exactitud y precisión"* (Janney, 1970).

El factor de mayor relevancia para determinar la factibilidad del uso de modelos físicos es, sin duda alguna, la confiabilidad de los resultados obtenidos a partir del análisis del modelo. Es por tal motivo, que los factores como las propiedades del material del modelo, la precisión en su fabricación, las técnicas de carga, las técnicas de medición de variables y la interpretación de los resultados, adquieren gran importancia dentro del proceso de diseño y operación del modelo, al determinar su exactitud.

Cabe destacar la diferencia entre dos conceptos utilizados a lo largo de este capítulo, prototipo y modelo. El primer término, destaca el entorno original y el ambiente en el cual se desarrolla el fenómeno físico en estudio, es decir, conlleva la realidad del fenómeno, y el segundo, cuya definición se enunció anteriormente, se refiere a la representación del prototipo específicamente.

3.1.2 Aplicaciones de los modelos físicos

A continuación, se enumeran una serie de aplicaciones prácticas de los modelos físicos en lo que a ingeniería se refiere:

1. La verificación de los modelos analíticos (matemáticos) a través del desarrollo experimental del modelo físico y su interpretación de resultados.
2. El estudio del comportamiento de fenómenos físicos complejos en ingeniería.
3. Descripción del comportamiento de sistemas complejos o cuyas propiedades son complejas.

3.1.3 Tipos de modelos físicos

Los modelos físicos pueden ser clasificados de varias maneras. La clasificación adoptada en la presente investigación, corresponde a la afinidad entre el modelo y el prototipo, es decir, considera como base de clasificación la semejanza entre el prototipo y el modelo.

Esta clasificación fue adaptada de Murphy (1950)[4] y corresponde a:

1. ***Modelos Exactos***: son los modelos donde todas las características del prototipo son reproducidas a escala con gran exactitud y precisión. No solo se reproduce geométricamente el prototipo, sino que además se satisfacen todas las condiciones de diseño establecidas en el marco teórico del modelo, por lo que la semejanza es total.

2. ***Modelos Adecuados***: son los modelos en donde la exactitud en la predicción de una característica del prototipo puede ser realizada, pero su cumplimiento o no cumplimiento no introduce errores en la predicción de otras características físicas del prototipo.

3. ***Modelos Distorsionados***: son los modelos cuyas condiciones de diseño no pueden ser satisfechas a cabalidad, por tanto, requieren de una corrección en la fórmula de diseño.

4. ***Modelos Distintos***: son modelos que no aparentan semejanza alguna con el prototipo, sin embargo, constituyen importantes analogías en el comportamiento del fenómeno, dando predicciones del comportamiento del prototipo.

3.1.4 Ventajas y limitaciones del análisis de modelos físicos

La principal ventaja del uso de modelos físicos, radica en que contempla el comportamiento del fenómeno analizado en la totalidad del periodo de su tiempo de acción. Durante este periodo, en el modelo físico se puede realizar un proceso de observación y medición de todas las variables que describen el comportamiento del fenómeno, a diferencia de los modelos analíticos, los cuales únicamente contemplan las variables de mayor relevancia en el fenómeno y para un instante o intervalo de tiempo específico. La motivación que conlleva a la experimentación en modelos físicos a escala, es la reducción de costos en la investigación.

[4] Descritos en su obra: "Similitude in Engineering", 1950.

Esta disminución proviene de dos áreas, siendo la primera la reducción del equipo de carga, y la segunda, el bajo costo del modelo de prueba en comparación con la escala natural, además de resultar más económico tanto durante su operación como disposición final posterior a las pruebas.

La principal limitación en cuanto al uso de modelos físicos se refiere, se presenta en el ambiente de diseño de estructuras, atribuible a factores como tiempo y costo, en comparación con los modelos analíticos. Estos últimos son normalmente menos costosos y más rápidos que los modelos físicos, además de presentar una mayos flexibilidad durante el proceso de diseño, por lo que no resulta factible sustituirlos totalmente del ámbito de diseño. Sin embargo, debe destacarse que los modelos físicos toman mayor importancia en situaciones donde el análisis matemático no resulta adecuado o factible en la descripción del fenómeno analizado.

Siendo la etapa de diseño de una estructura un proceso iterativo, cualquier cambio en el diseño del prototipo conlleva a la construcción de un nuevo modelo, con el objetivo de probar la influencia de este cambio en la estructura.

3.2 Selección de las variables que describen un fenómeno físico

El paso más importante, y en términos generales el que mayor dificultad presenta en el proceso de diseño del modelo, es la determinación de las variables involucradas en el fenómeno.

Algunas de las dificultades en la selección de las variables adecuadas que describen al fenómeno en estudio, pueden ser resueltas mediante una clasificación desde el punto de vista ingenieril, la cual, se muestra a continuación.

1. ***Fuerza***: en general, este término se utiliza para denotar cualquier causa que produzca un efecto cuantificable como una tendencia a alterar el estado o la posición del objeto.

2. ***Geometría***: la geometría incluye toda relación de espacio con influencia en el comportamiento del fenómeno. Todas las distancias y ángulos deben ser representados, su inclusión se destaca como el cumplimiento de la similitud geométrica entre le modelo y el prototipo.

3. ***Propiedades del material***: la respuesta del modelo es dependiente de los materiales que componen el sistema. Por tanto, deben considerarse las variables pertinentes que describan el tipo de material utilizado en el proceso de modelado.

3.3 Dimensiones y homogeneidad dimensional

Los métodos de diseño y las ecuaciones de predicción referente a modelos físicos, se basan directamente en la observación del comportamiento del fenómeno en estudio.

Cualquier propiedad o variable inmersa en la descripción de un fenómeno determinado, requiere de dos aspectos en su descripción física:

1. Característica Cualitativa
2. Característica Cuantitativa

3.3.1 Característica cualitativa

La parte cualitativa de la descripción, permite describir cualquier fenómeno físico con base en ciertas medidas fundamentales de la naturaleza. En términos generales, cualquier problema físico en ingeniería, puede ser descrito cualitativamente en función de la longitud, la fuerza, el tiempo, la temperatura y la carga eléctrica. Estas medidas fundamentales se denominan dimensiones.

Dentro del campo de la geotecnia, la mayoría de los problemas físicos son mecánicos, por lo que las dimensiones de longitud, fuerza y tiempo, adquieren mayor relevancia.

3.3.2 Característica cuantitativa

La característica cuantitativa hace referencia a dos aspectos, denominados número y estándar de comparación. Este estándar de comparación se denomina la unidad estándar y es establecida de acuerdo al sistema de unidades utilizado. Internacionalmente, se ha adoptado el Sistema Internacional de Unidades como base en la descripción cuantitativa de los fenómenos físicos.

3.3.3 Teoría de dimensiones

La teoría de dimensiones puede resumirse en dos aspectos:

1. Cualquier expresión matemática que describe un fenómeno físico, debe ser dimensionalmente homogénea, es decir, la ecuación gobernante debe validar y respetar la elección de las unidades dimensionales en las cuales las variables físicas fueron medidas.

2. Cualquier ecuación de la forma:

$$F(x_1, x_2, x_3, ..., x_n) = 0 \qquad \text{Ecuación 3.1}$$

Puede ser expresada como:
Donde los términos π son productos adimensionales de las variables físicas $x_1, x_2, \ldots, x_n$.

A partir de la comprensión de los aspectos anteriores, debe destacarse dos implicaciones importantes en el marco de la descripción física de fenómenos. La primera determina que la descripción de un fenómeno físico, puede ser parcialmente deducida a partir del análisis de las dimensiones de las "n" variables físicas involucradas en el sistema. Esta deducción se realiza a partir del análisis dimensional. La segunda implica que los sistemas físicos que difieran únicamente en las magnitudes de las unidades utilizadas en la medición de las "n" variables (tal como el sistema del prototipo y el modelo), presentan la misma función G. Los requerimientos de similitud para el modelado se originan en la igualdad de los términos π entre el prototipo y el modelo.

3.4 Análisis dimensional

Uno de los principales beneficios del análisis dimensional, radica en la investigación de fenómenos físicos, dado que permite al investigador combinar las variables en los grupos π pertinentes, con una subsecuente reducción de las variables desconocidas y por ende, produce una reducción en el tiempo y costo de la experimentación.

3.4.1 Bases del análisis dimensional

La teoría de similitud, que constituye la base del diseño y análisis de los modelos físicos, está basada en el desarrollo del análisis dimensional. El análisis dimensional constituye una valiosa herramienta analítica y su origen se encuentra en el desarrollo y consideración de las dimensiones, las cuales en conjunto con las pertinentes cantidades, describen la magnitud de un fenómeno físico, tal y como se explicó anteriormente.

En términos generales, el análisis dimensional se basa en los siguientes dos axiomas:

- ***Axioma 1***: Cualquier comparación numérica absoluta de cantidades existe únicamente cuando dichas cantidades son cualitativamente similares.

- ***Axioma 2***: La relación de la magnitud de dos cantidades es independiente de las unidades en las cuales fueron medidas, partiendo del hecho en que ambas cantidades se encuentran evaluadas en la misma unidad.

El análisis dimensional, basado en estos dos axiomas, difiere de otros tipos de análisis, los cuales son basados únicamente en las relaciones que deben existir entre las distintas variables involucradas en el fenómeno a partir de sus dimensiones, dejando por fuera las leyes naturales que determinan actualmente a la mecánica. En si mismo, el análisis dimensional determina relaciones cualitativas más que relaciones cuantitativas, no obstante, cuando se combina con trabajos experimentales, puede obtenerse importantes resultados cuantitativos y gran exactitud en la predicción de ecuaciones que describen a los fenómenos físicos.

3.4.2 Aplicaciones del análisis dimensional

A continuación se exponen las principales aplicaciones del análisis dimensional específicamente para ingeniería:

- Clasificación de ecuaciones y determinación de su generalidad.
- Conversión de ecuaciones o datos de un sistema de unidades a otro sistema.
- Desarrollo experimental de ecuaciones
- Sistematización de datos experimentales y reducción del número de variables que deben ser investigadas en un determinado fenómeno físico.
- Establecer los principios del diseño de modelos físicos, así como su operación e interpretación de resultados.

Para la presente investigación, debe resaltarse la importancia que adquiere la última aplicación descrita, ya que el análisis dimensional contempla los principios de diseño, operación e interpretación de modelos físicos.

3.4.3 Forma de las ecuaciones dimensionales

Cualquier variable puede ser expresada dimensionalmente en términos de las variables primarias apropiadas, las cuales, determinan la magnitud de la variable secundaria. Esta relación puede ser descrita como:

$$\alpha = f(a_1, a_2, a_3, ..., a_n) \qquad \text{Ecuación 3.3}$$

Acorde con el axioma 2 y la ecuación anterior, la variable secundaria es determinada como un coeficiente adimensional (C_α) multiplicado por el producto de las variables primarias pertinentes elevadas a la potencia apropiada.

$$\alpha = C_\alpha \cdot a_1^{e1} \cdot a_2^{e2} \cdot a_3^{e3} \cdot .... \cdot a_n^{en} \qquad \text{Ecuación 3.4}$$

3.4.4 Teorema Pi Buckingham

Como se indicó anteriormente, mediante el análisis dimensional el fenómeno físico se representa por una función de los denominados *"grupos adimensionales"*, en lugar de las variables que intervienen, reduciendo en cantidad estas variables.

El teorema de Pi Buckingham ocupa un lugar muy importante dentro de la teoría del análisis dimensional, ya que este constituye la manera de relacionar estos grupos adimensionales y las variables que afectan a un fenómeno físico determinado.

El enunciado de este teorema es:

"Si se sabe que un proceso físico es gobernado por una relación dimensionalmente homogénea que comprende a "n" parámetros dimensionales, tales como:

$$x_1 = f(x_2, x_3, ..., x_n) \quad \text{Ecuación 3.5}$$

donde las "x" son variables dimensionales, entonces existe una relación equivalente que contiene un número (n - k) de parámetros adimensionales e independientes, tales como:

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, ..., \pi_s) \quad \text{Ecuación 3.6}$$

donde los términos "π" son grupos adimensionales e independientes que se construyen a partir de las variables dimensionales "x". La reducción "k" es igual al número de dimensiones fundamentales contenidas en las variables "x" "[5].

En términos de ecuación, el teorema de Pi Buckingham establece:

$$s = n - k \quad \text{Ecuación 3.7}$$

s es el número de grupos adimensionales π.
n es el total de variables que describen el fenómeno.
k es el número de dimensiones bases correspondientes a las variables identificadas.

Debe destacarse que la única restricción impuesta para las grupos π es que estos deben ser adimensionales y linealmente independientes, tal y como se enuncia en el teorema de Pi Buckingham.

---

[5] Adaptado de: "*Structural Modeling abd Experimental Techniques*", Sabnis et all.

3.5 Teoría de modelos físicos

Cualquier modelo físico debe ser diseñado, operado e interpretado de acuerdo con los requerimientos de similitud entre el modelo y el prototipo. Estos requerimientos se basan en la teoría del modelado, la cual se deriva del análisis dimensional de un fenómeno físico inmerso en el comportamiento del fenómeno.

Debe enfatizarse que la estricta y formal aplicación de la teoría de modelado a un problema de ingeniería, sin al menos la expectativa del comportamiento esperado, puede traer como consecuencia una inadecuada e incorrecta experimentación del modelo elaborado. Por tanto, la teoría de similitud, debe ser vista como un simple aspecto dentro del marco del problema del modelado.

3.5.1 Fundamentos de la teoría de modelos físicos

La teoría de los modelos físicos se basa en que a partir de las magnitudes fundamentales, longitud (L), tiempo (t) y masa (M), (magnitudes que determinan en su mayoría los fenómenos inmersos en la mecánica), se determinen las magnitudes derivadas y en que en este sistema (L-t-M), las ecuaciones son homogéneas dimensionalmente y por lo tanto se mantienen invariantes frente a una transformación del tipo:

$$L_p = \lambda L_m \qquad \text{Ecuación 3.8}$$

$$t_p = \lambda_t t_m$$

$$M_p = \lambda_M M_m$$

(m: modelo, p: prototipo)

Por tanto, al conocerse el comportamiento en el modelo (sistema L_m-t_m-M_m) de un determinado fenómeno a partir de su correspondiente análisis, teóricamente es posible predecir el comportamiento de dicho fenómeno en el prototipo (sistema L_p-tp-M_p), sin más que utilizar para cada magnitud el cambio de escala según los valores de los parámetros λ, λ_t y λ_M adoptados en la transformación anterior.

Esta transformación representa lo que en la teoría de modelos físicos se conoce como "semejanzas modelo-prototipo". La primera de ellas es la "semejanza geométrica", la segunda la "semejanza cinemática" y la tercera la "semejanza dinámica". A continuación se describe cada una de estas semejanzas.

3.5.2 Leyes de semejanza

La ***"semejanza geométrica"*** determina que la relación de dimensiones homólogas modelo-prototipo es constante, denominándose a esta relación "escala geométrica" (λ). En esta semejanza sólo influyen aspectos de forma, destacándose los detalles geométricos.

La ***"semejanza cinemática"*** implica la similitud de movimientos modelo-prototipo, determinando junto a la semejanza geométrica, las trayectorias de partículas homólogas modelo-prototipo siendo estas semejantes. En este caso, la relación de semejanza (λ_t) se conoce como "escala de tiempos".

La ***"semejanza dinámica"*** entre dos sistemas geométrica y cinemáticamente semejantes, supone la constancia de la relación de masas y por lo tanto, de fuerzas en elementos homólogos. La relación entre masas es la "escala de masas (λ_M)".

Para poder interpretar los resultados obtenidos en el modelo y de esta manera predecir el comportamiento en el prototipo, se debe relacionar el modelo a escala con el prototipo real de alguna manera. Por ello, se debe comprender las leyes de semejanza.

Para poder extrapolar los resultados, previamente se ha de cumplir lo siguiente:

1. El modelo ha de ser geométricamente igual que el prototipo.

Por tanto, las longitudes (L), superficies (A) y volúmenes (V) deben ser homólogos entre el prototipo y el modelo, y han de verificar la siguiente relación:

$$\frac{L_p}{L_m} = \lambda; \frac{A_p}{A_m} = \lambda^2; \frac{V_p}{V_m} = \lambda^3 \qquad \text{Ecuación 3.9}$$

Siendo λ la escala del prototipo en relación al modelo.

2. El modelo ha de ser dinámicamente semejante al prototipo.

Para que los fenómenos en el modelo y en el prototipo sean comparables, se debe contemplar la semejanza dinámica, la cual se satisface a partir de la aplicación del factor de escala adecuado para las fuerzas involucradas. Cuando se cumple la semejanza geométrica y dinámica se dice que el modelo tiene semejanza cinemática con el prototipo.

3.5.3 Teoría general de modelos

El diseño de modelos físicos está regido a partir de una extensión simple del análisis dimensional, siendo la ecuación general para el prototipo de la forma:

$$\pi_{1p} = f(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \pi_{4p}, \ldots, \pi_{sp}) \qquad \text{Ecuación 3.10}$$

Dado que esta ecuación es de carácter general, su aplicación se puede extender a otros sistemas físicos, cuya función está descrita por las mismas variables. Como se indicó anteriormente, el modelo constituye un sistema específico. La naturaleza de la función es idéntica para el modelo y el prototipo, dado su carácter general, por tanto, ajustando la ecuación anterior al nuevo sistema se obtiene:

$$\pi_{1m} = f(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \pi_{4m}, \ldots, \pi_{sm}) \qquad \text{Ecuación 3.11}$$

La ecuación de predicción del término π_{1p} a partir de π_{1m}, puede ser hallada directamente como resultado de:

$$\frac{\pi_{1p}}{\pi_{1m}} = \frac{f(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \pi_{4p}, \ldots, \pi_{sp})}{f(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \pi_{4m}, \ldots, \pi_{sm})} \qquad \text{Ecuación 3.12}$$

Para el diseño y operación del modelo se debe cumplir con las siguientes ecuaciones, denominadas las ***"condiciones de diseño"***. Estas se enuncian a continuación:

$$\pi_{2m} = \pi_{2p} \qquad \text{Ecuación 3.13}$$

$$\pi_{3m} = \pi_{3p}$$

$$\pi_{4m} = \pi_{4p}$$

$$\pi_{sm} = \pi_{sp}$$

Analizando las condiciones de diseño, se tiene que:

$$f(\pi_{2p}, \pi_{3p}, \pi_{4p}, \ldots, \pi_{sp}) = f(\pi_{2m}, \pi_{3m}, \pi_{4m}, \ldots, \pi_{sm}) \qquad \text{Ecuación 3.14}$$

Es obvio que a partir de este análisis, se obtiene:

$$\pi_{1m} = \pi_{1p} \qquad \text{Ecuación 3.15}$$

La ecuación 3.15 se denomina la ***"ecuación de predicción"***, la cual resulta válida si todas las condiciones de diseño son satisfechas. De esta manera, el modelo puede ser considerado como exacto, en cuyo caso, provee información exacta concerniente al comportamiento del prototipo, dado que todas las variables inmersas en el fenómeno son consideradas en el análisis del modelo.

Si por el contrario, no todas las condiciones pueden ser cumplidas, el comportamiento del modelo se considera distorsionado, con base en las variables incluidas en los correspondientes grupos π y por ende, la ecuación de predicción debe ser modificada, a partir de la expresión obtenida.

En general, las condiciones de diseño incluyen dimensiones de longitud, indicación del tamaño del modelo y del prototipo. La relación entre la distancia del prototipo y su correspondiente dimensión en el modelo determina su escala geométrica del mismo y se denota como "λ".

$$l_p = \lambda \cdot l_m \qquad \text{Ecuación 3.16}$$

Obviamente, otras escalas, a parte de la escala geométrica, pueden ser establecidas en el modelo. Por ejemplo: escala de fuerza, escala de masa, escala de área, escala de volumen, escala de tiempo, escala de velocidad y escala de aceleración, entre otras.

3.6 Aplicación de los modelos físicos en geotecnia

3.6.1 Conceptos básicos

Es bien conocido, que el comportamiento mecánico de los suelos es en extremo no lineal y dependiente de fenómenos acontecidos en el pasado. Estas características conllevan a complicar la tarea de predecir el comportamiento y respuesta del suelo ante fenómenos físicos, a los cuales son sometidos como un material estructural, tales como cargas externas, sismos, asentamientos entre otros. Ante estas dificultades, los ingenieros deben desarrollar técnicas que incrementen el estado de conocimiento del comportamiento de sistemas geotécnicos ante dichos fenómenos.

No cabe duda, que la observación de dichos sistemas geotécnicos en escala natural es la principal fuente de información de su comportamiento, sin embargo, la instrumentación necesaria para el monitoreo de las variables que determinan el comportamiento geotécnico ante la acción de dichos fenómenos dan como resultado (en la mayoría de los casos) un costo elevado de investigación.

Este aspecto es muy relevante en el uso de modelos físicos dentro del marco de la investigación y diseño en el área de la geotecnia. En si mismas, las pruebas ejecutadas a escala natural, constituyen un ejemplo de modelo físico, donde todas las características y propiedades del prototipo a ser estudiadas, son reproducidas en escala 1:1.

No obstante, la gran mayoría de los modelos físicos en geotecnia son construidos a escala, es decir, constituyen modelos donde las dimensiones del prototipo son representadas en magnitudes mucho menores a su estado natural. Esto por cuanto la obtención de la información de las pruebas ejecutadas sobre el modelo, y por ende la observación y monitoreo del comportamiento geotécnico del sistema, presentan un mayor control por parte del investigador en modelos a escala.

En lo que a modelos físicos se refiere, durante su correspondiente experimentación resulta esencial la comprensión de la capacidad predictiva del modelo, sus alcances y limitaciones, así como su proceso de interacción con el fenómeno físico de interés.

3.6.2 Aspectos específicos de la aplicación de modelos físicos en geotecnia

Los modelos físicos en el área de geotecnia, tienen como principal objetivo estudiar aspectos particulares del comportamiento de los prototipos y la respuesta del suelo ante fenómenos físicos determinados.

Como se indicó anteriormente, el comportamiento mecánico del suelo es de naturaleza no lineal, además, la estructura geotécnica del sistema (suelo) está compuesta de muchos y distintos tipos de material que interactúan unos con otros dando como consecuencia un material heterogéneo y anisotrópico.

Esto conlleva a un desarrollo de la teoría fundamental de modelado a un grado de mayor complejidad, especialmente debido a que estas características antes mencionadas, son difíciles de modelar a una escala reducida, por lo que en las pruebas ejecutadas se utiliza el mismo material en el modelo y el prototipo.

Otro punto importante, es considerar y comprender la naturaleza y el comportamiento esperado del sistema geotécnico de una manera clara, con el objetivo de que los detalles del modelo puedan ser correctamente establecidos y de esta manera, a través de la aplicación directa de las leyes de semejanza, los resultados obtenidos en el modelo puedan ser confiablemente extrapolados con exactitud y precisión.

En apartados anteriores, se indicó que un modelo exacto se obtiene a partir del cumplimiento de todas las leyes de semejanza, sin embargo, en los modelos geotécnicos, el cumplimiento de la totalidad de dichas leyes implica un aumento considerable e inmanejable de la dificultad en lo que a la construcción y operación del modelo se refiere, dando como resultado la aplicación de modelos físicos adecuados o distorsionados, manteniendo la semejanza de primer orden, todo esto en el marco de la ingeniería geotécnica.

Esta semejanza de primer orden resulta factible a partir de la consideración del mecanismo probable de respuesta del sistema geotécnico, y de la identificación de variables de segundo orden, determinadas por las restricciones impuestas por el análisis dimensional. Esto es usualmente el caso de muchos modelos donde las fuerzas gravitacionales no son posibles de modelar a escala, teniendo otras implicaciones para el material y el comportamiento del sistema.

3.6.3 Factores de escala

Muchos autores[6] han debatido acerca de los factores de escala adecuados para los modelos geotécnicos. A continuación, se muestran los factores de escala típicos en geotecnia adaptados de Kagawa[7] (1997):

Cuadro 3.1: Factores de escala típicos en geotecnia.

Cantidad Física	*Similitud 1g*		*Similitud en centrífuga*
	Nº 1	*Nº 2*	
Longitud	λ	λ	λ
Densidad	1	1	1
Aceleración	1	1	λ^{-1}
Rigidez	λ	$\lambda^{1/2}$	1
Tiempo	$\lambda^{1/2}$	$\lambda^{3/4}$	λ
Velocidad	$\lambda^{1/2}$	$\lambda^{3/4}$	1
Desplazamiento	λ	$\lambda^{3/2}$	λ
Esfuerzo	λ	λ	1
Deformación	1	$\lambda^{1/2}$	1
Porosidad	1	1	1
Permeabilidad	$\lambda^{1/2}$	$\lambda^{3/4}$	λ
Presión de poro	λ	λ	1
Velocidad de flujo	$\lambda^{1/2}$	$\lambda^{3/4}$	λ
EI	λ^{5}	λ^{5}	λ^{4}
Momento	λ^{4}	λ^{4}	λ^{3}
Cortante	λ^{3}	λ^{3}	λ^{2}

Fuente: Chavarría, 2004.

[6] Sabéis et al., 1983; Krawinkler, 1979; Iai, 1989; Schofield and Steedman, 1988. Artículo "Shaking table testing of geotechnical models". IJPMG 1 2002: pág 1 -13.

[7] Estos factores de Kawaga se describen en la Tesis de Gradro de Chavarría, 2004.

Se debe acotar, que en lo que respecta a los factores de escala para modelos con 1g, se presentan dos casos. El primero (N° 1), representa la similitud dinámica convencional, donde la fuerza gravitacional es la única que controla la respuesta del sistema, siendo el efecto de las fuerzas gravitacionales y el campo gravitacional idéntico en el modelo y el prototipo. Para el segundo caso (N° 2), las respuestas del sistema son controladas por un comportamiento visco-elástico de las relaciones de esfuerzo-deformación del suelo, o por la sensibilidad de la rigidez del suelo a la presión y humedad.

En lo referente a los factores de escala correspondientes a la similitud en centrífuga, se asume una escala de aceleración, inversamente proporcional a la escala de longitud. Se reitera que para ambos casos, se asume que el mismo material y la misma densidad del prototipo son utilizados en el modelo.

Como se puede determinar del cuadro adjunto, las cantidades físicas de longitud, aceleración, densidad y rigidez son catalogadas como las variables independientes o variables primarias, por lo que a partir de ellas se pueden derivar los demás factores de escala del modelo que se muestran en el cuadro.

Por tanto, dichos factores de escala independientes quedan determinados por:

$$\lambda_l = \frac{longitud_{prototipo}}{longitud_{modelo}} \qquad \text{Ecuación 3.17}$$

$$\lambda_\rho = \frac{densidad_{prototipo}}{densidad_{modelo}}$$

$$\lambda_g = \frac{rigidez_{prototipo}}{rigidez_{modelo}}$$

$$\lambda_G = \frac{aceleración_{prototipo}}{aceleración_{modelo}}$$

3.6.4 Descripción de las variables primarias

- ***Longitud:***

Este concepto determina intrínsecamente la variable geométrica del modelo, es decir, hace referencia a las características geométricas tanto del prototipo como del modelo. Su unidad de medición es el metro (m).

- ***Densidad:***

La densidad se considera como el peso por volumen unitario de suelo, y es expresada comúnmente en kg/m^3.

- ***Rigidez:***

La rigidez del suelo está determinada por el esfuerzo que se requiere para producir una deformación permanente de manera significativa, o en algunos casos, constituye el esfuerzo que produce la falla de la masa del suelo. Adicionalmente, el Prof. Mark Randolph[8], establece que lo ideal para el proceso de deformación del suelo, es utilizar un nivel de esfuerzo adecuado para el modelo. Para describir la rigidez del suelo, se hace uso de los diagramas de esfuerzo-deformación correspondientes al material en estudio. Sus unidades corresponden a kg/m^2.

- ***Aceleración:***

Existe una fuerza que atrae a todos los cuerpos hacia el centro del planeta, y lo hace con cierta aceleración, conocida como aceleración de la gravedad. El valor de la gravedad depende de la altura del lugar; a nivel del mar y a una latitud de 0° su valor es de 9.81 m/s^2. Todos los cuerpos tienen una masa (propiedad constante de la materia) pero el peso es función de la gravedad, mostrando una variación acorde con esta.

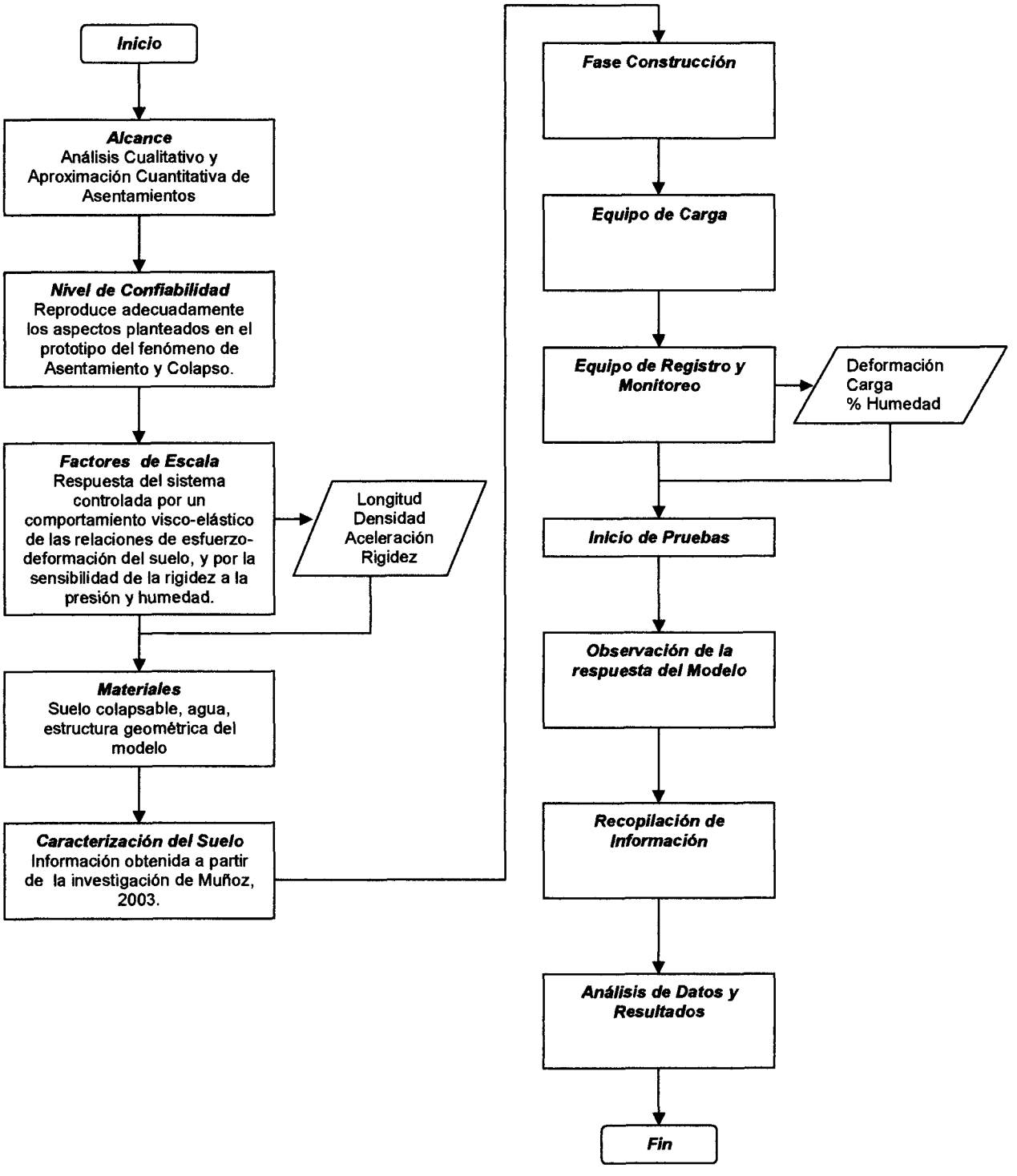
3.6.5 Procedimiento base para los modelos físicos en geotecnia

De acuerdo con la metodología planteada para el desarrollo de la presente investigación, seguidamente se presenta el diagrama de flujo correspondiente con el modelo físico de asentamientos en suelos colapsables. Dicho diagrama se determinó a partir de la investigación realizada por Chavarría (2004), en el marco de la aplicación de los modelo físicos en geotecnia.

---

[8] Comunicado Personal. Investigador del Special Research Centre for Offshore Foundation Systems, University of Western Australia.

Figura 3.1: Diagrama de flujo para el modelo físico de asentamientos en suelos colapsables



Fuente: El autor con base en la investigación de Chavarría, 2004.

3.7 Estado del arte de los modelos físicos en geotecnia

3.7.1 Investigaciones actuales de los modelos físicos en geotecnia

Agrupando los temas de investigación actuales en el área de la ingeniería geotecnia, se encuentran dos importantes grupos: *el estudio del comportamiento del suelo y el estudio del funcionamiento de las obras construidas sobre el suelo o aquellas cuyo material de construcción es el suelo.*

La comprensión de los fenómenos físicos inmersos en la geotecnia se dificulta, debido principalmente a la complejidad del comportamiento tanto del suelo como de las obras construidas sobre éste. Específicamente en el tema de cimentaciones, se presentan un sin número de teorías en donde el componente empírico juega un papel relevante en el marco de la investigación y diseño.

En modelos físicos a escala natural, la observación precisa del mecanismo de falla de las obras geotécnicas tales como taludes o estructuras de contención y cimentaciones, es casi imposible y su precisión se limita únicamente a una idea aproximada luego de una instrumentación costosa.

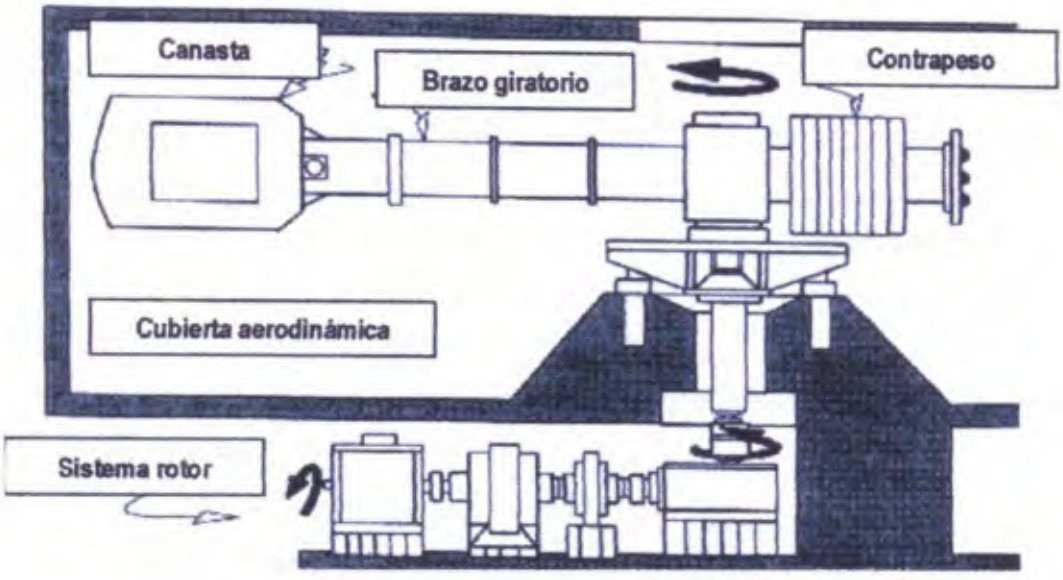
En consecuencia, la principal herramienta en el desarrollo de ensayos físicos a escala es la ***máquina centrífuga***. Esta máquina está compuesta de manera general por un variador electrónico de velocidad y un motor de corriente alterna.

La parte mecánica de la máquina está constituida por un eje, una carcaza, los brazos y contenedores con paredes de acrílico (preferentemente). El conjunto debe estar fijado a una estructura rígida.

Entre las características físicas más relevantes, se encuentran el radio, la aceleración máxima y las dimensiones del área del modelo.

La figura 3.2, muestra el esquema de los componentes de una máquina centrífuga y la fotografía 3.1 ilustra este dispositivo tecnológico.

Figura 3.2: Diagrama esquemático de los componentes de una máquina centrífuga.



Fuente: Chavarría, 2004

Fotografía 3.1: Ejemplo de una máquina centrífuga

Fuente: Chavarría, 2004

3.7.2 Aplicación de la máquina centrífuga en el modelado físico en geotecnia

Tal y como se expuso anteriormente, la máquina centrífuga es la tecnología de punta en lo que a modelado físico se refiere.

A continuación se enumeran una serie de problemas que pueden ser simulados con la máquina centrífuga:

- Análisis de las deformaciones y capacidad de carga de cimentaciones.
- Análisis de la capacidad de carga de pilotes individuales.
- Análisis del efecto de grupos de pilotes.
- Análisis de muros de contención de gravedad y en voladizo.
- Análisis de muros reforzados con geotextil.

La principal ventaja de la utilización de la máquina centrífuga con fines de investigación y diseño, radica en la facilidad para la fabricación de los modelos. Además, los resultados que se obtienen permiten observar los patrones de deformación y los mecanismos de colapso de las obras modeladas lo cual ha proporciona un medio de verificación de las teorías planteadas en la descripción analítica de los fenómenos físicos.

Desde el punto de vista de educación, las posibilidades que ofrece la modelación en centrífuga para la enseñanza de la geotecnia son amplias, ya que constituye una herramienta para desarrollar cursos de geotecnia diferentes a los tradicionales, en los cuales la enseñanza se desarrolle por medio del sistema de aprendizaje por la acción y la práctica.

Capítulo 4

Planteamiento del modelo físico para el caso de estudio

4.1 Descripción del prototipo

4.1.1 Conceptos básicos

Como se indicó anteriormente, el término prototipo hace referencia al elemento o diseño en escala natural. Para este caso específico, el prototipo lo constituye el escenario del fenómeno que se desea modelar a escala, es decir, el fenómeno de asentamientos de losas de fundación sobre suelos colapsables. Resulta importante tener claro el fenómeno de asentamientos, a través de la identificación de las causas que le dan origen y a las consecuencias que este produce (especialmente a las estructuras civiles), aspectos que determinan las características físicas del prototipo, las cuales deben ser representadas confiablemente en el modelo.

Específicamente, el prototipo está determinado por una estructura de cimentación tipo losa rígida, encargada de transmitir las cargas estructurales de edificaciones para vivienda de dos niveles, típicas en nuestro medio. El medio soportante está constituido por un relleno profundo con material colapsable, cuya geometría es irregular, presentando la forma de "valle". El material de relleno fue depositado bajo un escaso control geotécnico sobre un estrato rígido.

La construcción de rellenos con potencial colapsable es muy frecuente en nuestro medio, y actualmente constituye un fenómeno cuyo estado de conocimiento resulta ambiguo en el gremio ingenieril del país, por lo que se conoce muy poco, y de ahí el interés por ampliar su estudio.

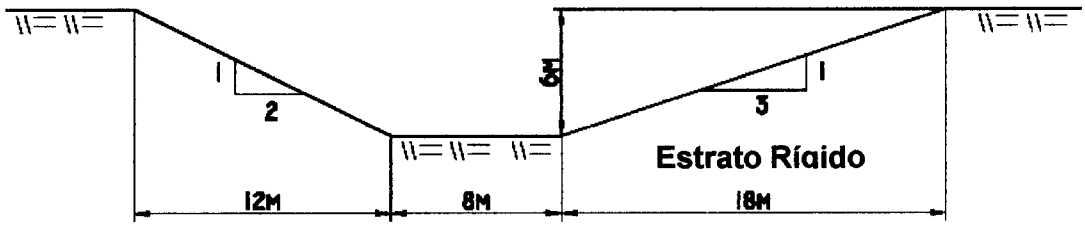
4.1.2 Geometría del relleno

La geometría del relleno esta determinada por la topografía y por la estratigrafía que se desea modelar.

En el ámbito nacional, resulta muy común la construcción de rellenos sobre estratos considerados rígidos, por lo que los asentamientos que puedan sufrir las estructuras edificadas sobre tales condiciones, se deben exclusivamente a la deformación del mismo relleno.

La sección transversal del contacto entre el estrato rígido y el relleno, se muestra en la figura adjunta.

Figura 4.1: Sección transversal de la topografía del cimiento para el relleno.



Fuente: el autor

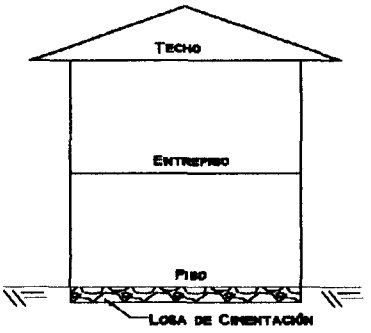
Cabe resaltar que esta geometría es típica de una topografía donde predominan los valles o cañones. Las pendientes al margen del valle presentan valores típicos de 1:2 y 1:3, dando como resultado un espesor de relleno variable, el cual, acorde con apartados anteriores de la presente investigación, puede resultar en asentamientos diferenciales de las estructuras cimentadas en él o en distorsiones angulares. La profundidad máxima del valle es de 6m, caracterizando al relleno como un relleno profundo. En su zona central, el valle presenta una sección plana de 8 m de longitud.

En lo que se refiere a la estratigrafía, esta está compuesta por dos masas de suelos. La primera determina la topografía antes descrita y constituye un ***estrato rígido***, por lo que es indeformable ante la acción de cargas externas. La segunda es propiamente el ***material de relleno***, el cual, presenta características colapsables, y resulta deformable ante la acción de cargas externas.

4.1.3 Cargas estructurales

Las cargas estructurales se determinaron con base en una estructura residencial típica de dos niveles en nuestro país. Esto por cuanto, muchos de los rellenos con material colapsable son destinados como áreas residenciales. La figura 4.2, muestra el modelo típico de la estructura residencial y el cuadro 4.1, corresponde a la estimación preliminar de las cargas estructurales.

Figura 4.2: Modelo de la estructura residencial típica utilizada en la determinación de las cargas estructurales.



Fuente: el autor.

Cuadro 4.1: Cálculo preliminar de las cargas estructurales del prototipo.

Carga Estructural	***Valor de la carga (kg/m^2)***
Entrepiso	315
Acabado del Piso 1	120
Acabado del Piso 2	120
Cielo Raso Nivel 1	15
Cielo Raso Nivel 2	15
Divisiones Nivel 1	60
Divisiones Nivel 2	60
Equipo Electromecánico Nivel 1	20
Equipo Electromecánico Nivel 2	20
Carga Viva Nivel 1	200
Carga Viva Nivel 2	200
Total	***1145 (kg/m^2)***

Fuente: Sauter, B., Comunicado Personal

4.1.4 Estructura de cimentación

En el apartado 4.3.h del Código de Cimentaciones de Costa Rica, se dan algunas pautas especiales para la cimentación sobre suelos colapsables. En el punto c se establece la viabilidad de losas rígidas como estructura de cimentación sobre suelos colapsables, sin embargo, se hace la salvedad en cuanto a que el asentamiento no debe resultar excesivo, aspecto que queda a criterio del profesional responsable del diseño.

Por tanto, se elige una cimentación de losa rígida, cuya geometría es cuadrada, siendo sus dimensiones de 8m x 8m, acorde con las cargas típicas de una estructura residencial de dos niveles. Su espesor es de aproximadamente 50cm, de manera tal que constituya una losa de comportamiento rígido.

4.2 Descripción del tipo de suelo utilizado en los ensayos

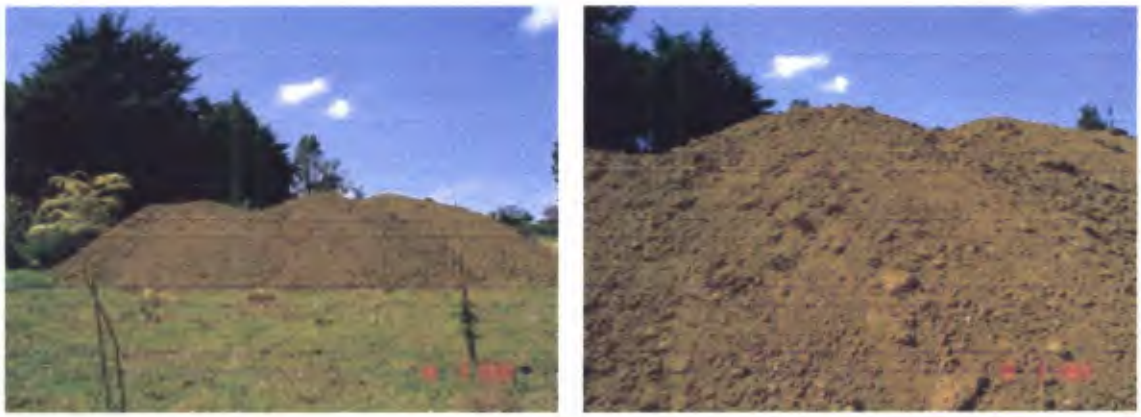
El material utilizado en los ensayos se muestreo de un apilamiento de material colapsable extraído de la Urbanización Monterán, en Concepción de Tres Ríos.

Este corresponde a un limo de color café claro, medianamente compacto a presión digital, es decir, los grumos formados tienden a desgranarse, siendo estos grumos de mediano tamaño. La forma del material es semiredondeada y presenta poca cantidad de partículas de roca compacta, para las cuales se determina un tamaño máximo de 1 ½ in. El material contiene raíces medianas y finas. Su plasticidad es de media a baja al tacto.

La caracterización geotécnica del material se obtuvo a partir de la investigación de Muñoz[9] (2003), el cual realizó las pruebas de laboratorio correspondientes para la caracterización de limos colapsables en el sector este del Area Metropolitana. La extracción de muestras para dicha investigación se realizó en condiciones alteradas e inalteradas con el objetivo de realizar los ensayos correspondientes y el lugar del muestreo es la misma Urbanización Monterán.

Las fotografía 4.1, muestra el apilamiento de de donde se extrajo el material colapsable en la Urbanización Monterán.

Fotografía 4.1: Apilamiento de Material Colapsable, Urbanización Monterán. Concepción de Tres Ríos.



Un aspecto de gran relevancia, radica en que con el fin de mantener la semejanza entre el modelo y el prototipo, se utiliza el mismo material en ambos.

[9] "*Determinación de los parámetros de compresibilidad de los limos colapsables en el Area Metropolitana*"

4.2.1 Clasificación y caracterización del suelo con base en investigaciones previas.

Tal y como se indicó anteriormente, la investigación base de la presente caracterización del suelo es la tesis de grado de Muñoz (2003). Acorde con el Análisis Granulométrico correspondiente, el material clasifica dentro del rango de los limos, con un porcentaje cercano al 50% de partículas tamaño limos, lo que denota a su vez, un alto porcentaje de partículas de arena (mayor al 20%). El 33% del material aproximadamente, constituye partículas de tamaños de limos (0.075mm y 0.002mm) y el 20% son arcillas (Muñoz, 2003).

A partir de los datos obtenidos en las pruebas de plasticidad del material, y en conjunto con el análisis granulométrico, se determinó que el material clasifica como MH, según los criterios del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), encontrándose dentro de esta clasificación los limos micáceos o diatomáceos, los limos elásticos y las cenizas volcánicas. El valor de la gravedad específica de los sólidos es de 2.74 (Muñoz, 2003), acorde con los típicos en limos de este tipo. Cabe resaltar que los muestreos de Muñoz se realizaron a una profundidad máxima de 1m por debajo de la capa vegetal identificada, sin determinar la presencia del nivel freático.

Tal y como se indicó en el marco teórico, las porosidades totales de este tipo de suelos son generalmente altas. De acuerdo con los resultados in situ, Muñoz obtuvo porosidades entre el 57% y 60%, clasificando al material como poroso o muy poroso. Los pesos volumétricos secos obtenidos (Muñoz, 2003), varían entre los 1086 kg/m^3 y los 1169 kg/m^3, correspondientes a muestras en su estado natural. Las muestras fueron tomadas durante la estación lluviosa, por lo que se presentó una saturación del 98%, siendo el contenido de humedad 55% (Muñoz, 2003). Los resultados obtenidos por Muñoz se muestran en la tabla adjunta.

Cuadro 4.2: Resumen de los resultados obtenidos por Muñoz (2003) en los ensayos de caracterización del suelo colapsable de la Urbanización Monterán.

Parámetro Geotécnico	*Resultado obtenido*
% Pasando malla #200 (<0.075mm)	59%
% Arcillas (<0.002mm)	20%
% Limos (entre 0.075 y 0.002mm)	42%
Límite Líquido	52%
Límite Plástico	37%
Indice de Plasticidad	20%
Gravedad Específica de sólidos (G_{bs})	2.74
Humedad Natural (%W_{nat})	55%
Humedad de Saturación (%W_{sat})	57%
Clasificación SUCS	MH
Porosidad	57% - 60%
Peso Volumétrico Seco	1086 a 1169 kg/m^3

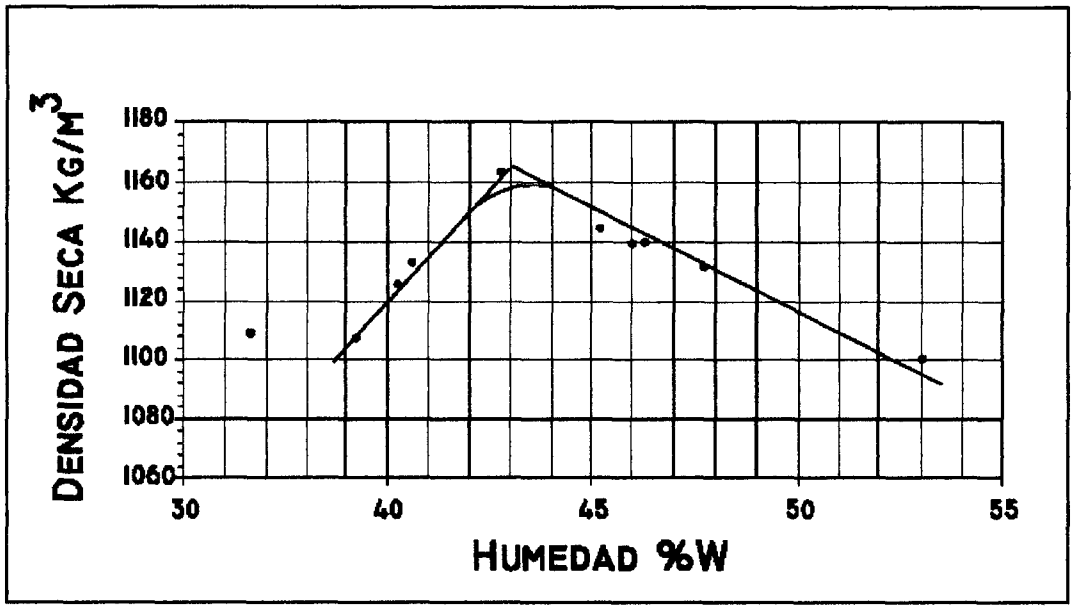
Fuente: Muñoz, 2003.

En términos generales, debido a su peso volumétrico bajo, índices de vacíos altos y su porosidad, se asocia una estructura floculada para el material.

4.2.2 Características de compactación

En lo referente a sus características de compactación, Muñoz (2003) llevo a cabo ensayos de Proctor Estándar con muestras en estado natural, determinando la Curva Proctor que se muestra a continuación. El valor de %W óptimo es de 44% con un peso específico seco cercano a los 1160 kg/m^3.

Figura 4.3: Curva Proctor Estándar del material.



Fuente: Muñoz, 2003.

4.2.3 Parámetros volumétricos

Al tratarse de un material con características colapsables, la relación de vacíos está asociada con su capacidad soportante y a su capacidad de retención de agua.

Los resultados que obtuvo Muñoz (2003), indican una *relación de vacíos* en el rango de 1,34 a 1,52 para las muestras en su estado natural y entre 1,35 y 1,56 para las muestras fabricadas con la humedad óptima acorde con la curva Proctor Estándar. Cabe resaltar que al final de los ensayos de consolidación, se reportan relaciones de vacíos entre 0,76 y 1,30 (Muñoz, 2003).

Estas relaciones de vacíos son más bajas que las reportadas en la condición natural y en las compactadas con el %W óptimo, por lo que se puede determinar que existe la posibilidad de comprimir el suelo y reducir los vacíos, dando origen a un cambio volumétrico y por ende su colapso en ambas condiciones.

4.2.4 Características de colapso

El ensayo de colapsabilidad en suelos se encuentra normado por ASTM D 5333 (la cual se describe en el Anexo A) y consiste en la colocación de un espécimen de suelo bajo condiciones de contenido de humedad natural en el consolidómetro. En la muestra se aplica un esfuerzo vertical predeterminado y posteriormente se procede a saturar al espécimen con el fin de inducir, un proceso de colapso. Los datos experimentales de estas pruebas, se muestran en el Anexo B.

Esta prueba tiene por objetivo la determinación del ***Potencial de Colapso (I_C)*** y el ***Indice de Colapso (I_E)***, parámetros utilizados en la estimación del asentamiento que ocurrirá en un estrato de suelo particular. Debe resaltarse que, la magnitud del asentamiento por colapso depende de la extensión del frente de saturación y de la cantidad de fluido disponible in situ.

En el proceso de saturación del espécimen, se utiliza un fluido cuyas características físicas y químicas responden a una semejanza con el fluido in situ, con el fin de considerar en el análisis de los ensayos cualquier reacción química entre el fluido y el suelo.

El ***Indice de Colapso (I_E)***, corresponde a un porcentaje relativo a la magnitud del asentamiento por colapso, el cual se determina para un esfuerzo estándar vertical de 200 kPa. La relación utilizada en su cálculo se muestra en la ecuación siguiente:

$$I_E = \frac{\Delta h}{h_o} \times 100 \qquad \text{Ecuación 5.1}$$

Donde:

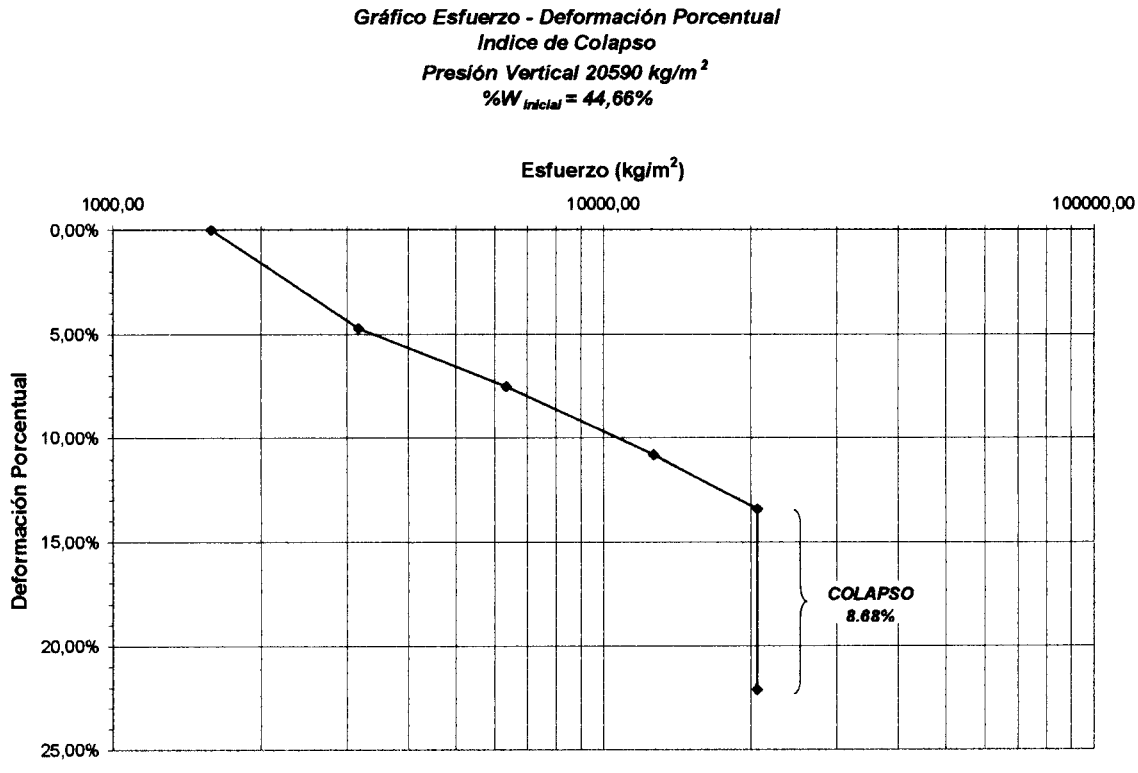
Δh = Diferencial de la altura del espécimen producto del proceso de saturación.

h_o = Altura inicial del espécimen.

I_E = Indice de Colapso.

Para el suelo extraído de la Urbanización Monterán, el I_E obtenido en el ensayo correspondiente es de ***8,68%*** y el resultado de la prueba se muestra en el figura 4.4. La primera parte de la curva, corresponde con los incrementos de carga realizados durante el ensayo y la parte final determina la magnitud del colapso sufrido por la pastilla de suelo.

Figura 4.4: Resultado del Ensayo ASTM D 5333, Indice de Colapso para el material de la Urbanización Monterán



Fuente: el autor.

Adicionalmente y como complemento del gráfico anterior, se determinó la curva de colapso del material, la cual determina la relación entre la magnitud de la deformación y el tiempo transcurrido desde la saturación del espécimen. Esta se muestra en el figura 4.5.

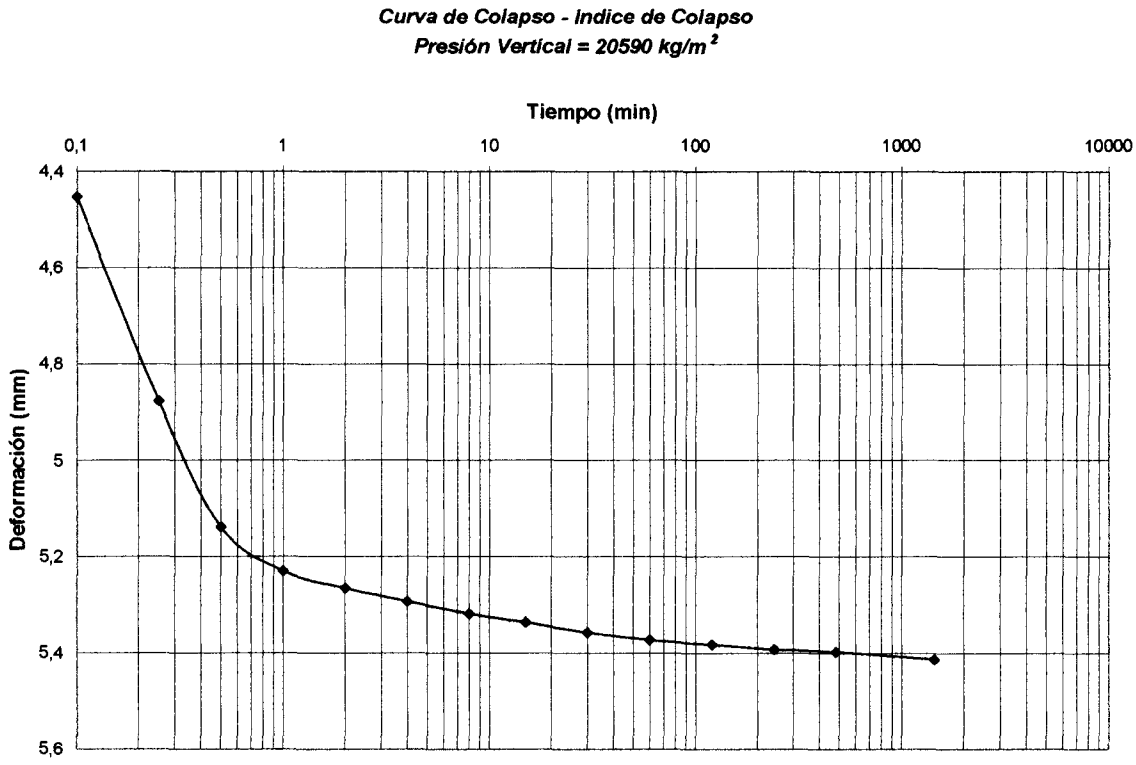
De acuerdo con los resultados expuestos y con base en el cuadro 4.3, el suelo presenta un colapso de carácter ***moderado severo***, lo que determina su susceptibilidad a las deformaciones volumétricas por acción directa del agua.

Cuadro 4.3: Clasificación del Indice de Colapso I_E

Clasificación del Indice de Colapso, I_E	
Grado de Colapso	***I_E (%)***
Nulo	0
Leve	0,1 a 2,0
Moderado	2,1 a 6,0
Moderado - Severo	6,1 a 10,0
Severo	> 10,0

Fuente: ASTM D 5333, Medición del Potencial de colapso en suelos.

Figura 4.5: Curva de Colapso para el I_E del material de la Urbanización Monterán



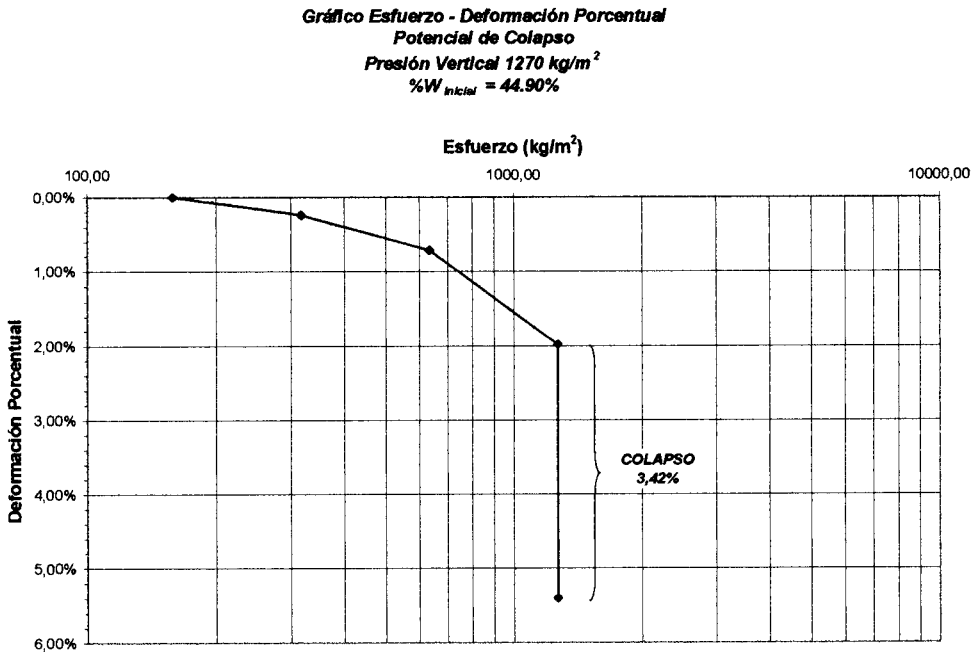
Fuente: el autor.

Por su parte, la determinación del ***Potencial de Colapso (I_C)*** es de suma importancia con el objeto de estimar el asentamiento potencial del suelo debido al fenómeno de colapso. Para tales efectos, se utiliza un esfuerzo vertical correspondiente al proyectado para la obra propiamente. Como se indicó anteriormente, el esfuerzo vertical transmitido por la superestructura considerada al suelo es de 1145 kg/m^2 aproximadamente.

El I_C estimado en los ensayos, corresponde a ***3,42%***, valor inferior al I_E, lo que demuestra la influencia directa del esfuerzo vertical en el fenómeno de colapso del suelo. Las figuras 4.6 y 4.7 resumen el resultado de la prueba correspondiente.

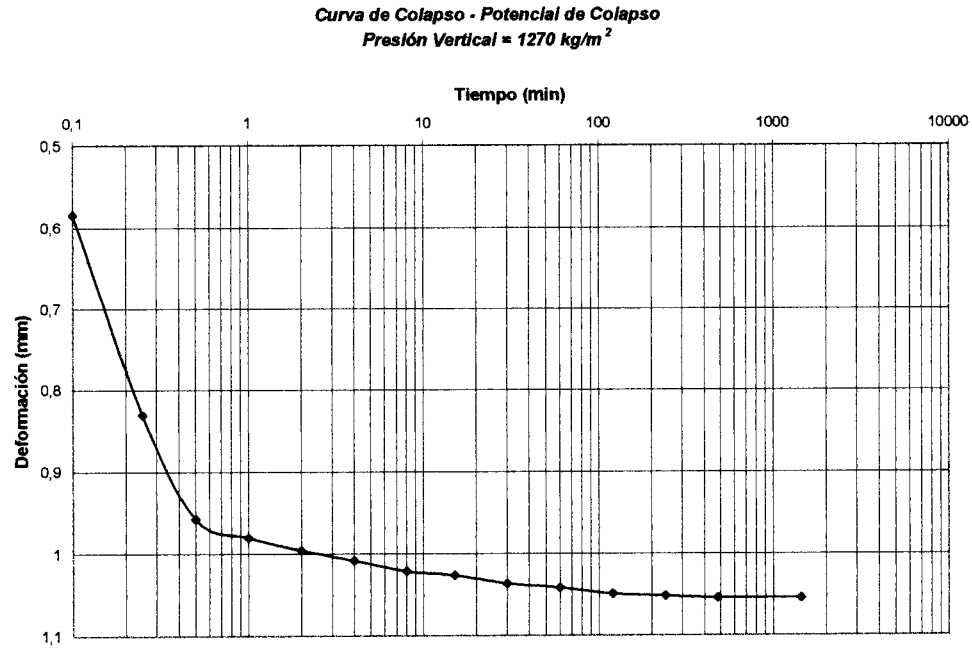
Cabe destacar, que la principal diferencia entre el I_E y el I_C es la presión vertical aplicada al suelo. Para el I_E, se utiliza un esfuerzo estándar de 200 kPa de acuerdo a la norma ASTM D 5333 y para el I_C, el esfuerzo de trabajo debe corresponder con el esfuerzo in situ proyectado.

Figura 4.6: Resultado del Ensayo ASTM D 5333, Potencial de Colapso (%$W_{inicial}$ = 44.90%), para el material de la Urbanización Monterán.



Fuente: el autor.

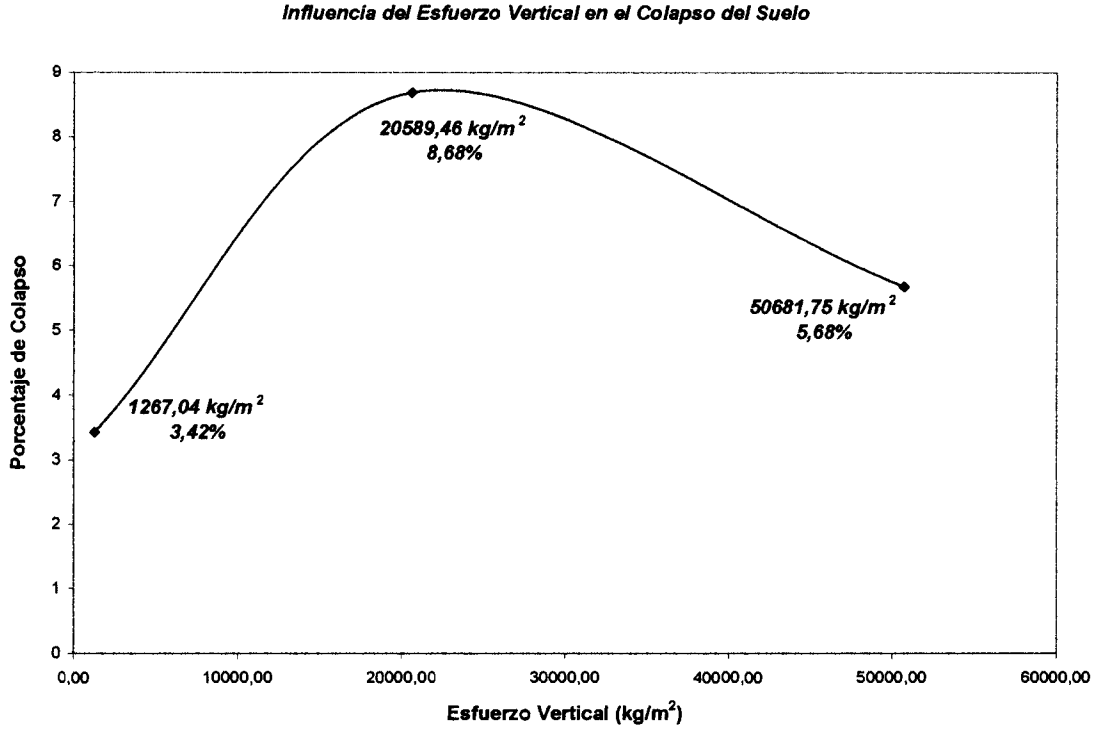
Figura 4.7: Curva de Colapso para el I_C del material de la Urbanización Monterán (%$W_{inicial}$=44.90%).



Fuente: el autor.

Con el fin de demostrar la relación directa (en términos cualitativos) entre el esfuerzo vertical aplicado y el fenómeno de colapso, se realizó una prueba adicional a las anteriores, variando el esfuerzo vertical aplicado a cada pastilla bajo condiciones de contenido de humedad constante. La figura 4.8 determina la influencia del esfuerzo vertical en el fenómeno de colapso del suelo analizado.

Figura 4.8: Influencia del Esfuerzo Vertical en el Colapso del suelo.



Fuente: el autor

El gráfico anterior guarda la similitud de los ensayos documentados por Cordero (1995), ratificando el incremento del porcentaje de colapso con el aumento de la presión vertical, relación que presenta un óptimo posterior al cual el potencial de colapso decrece con el incremento en la carga aplicada.

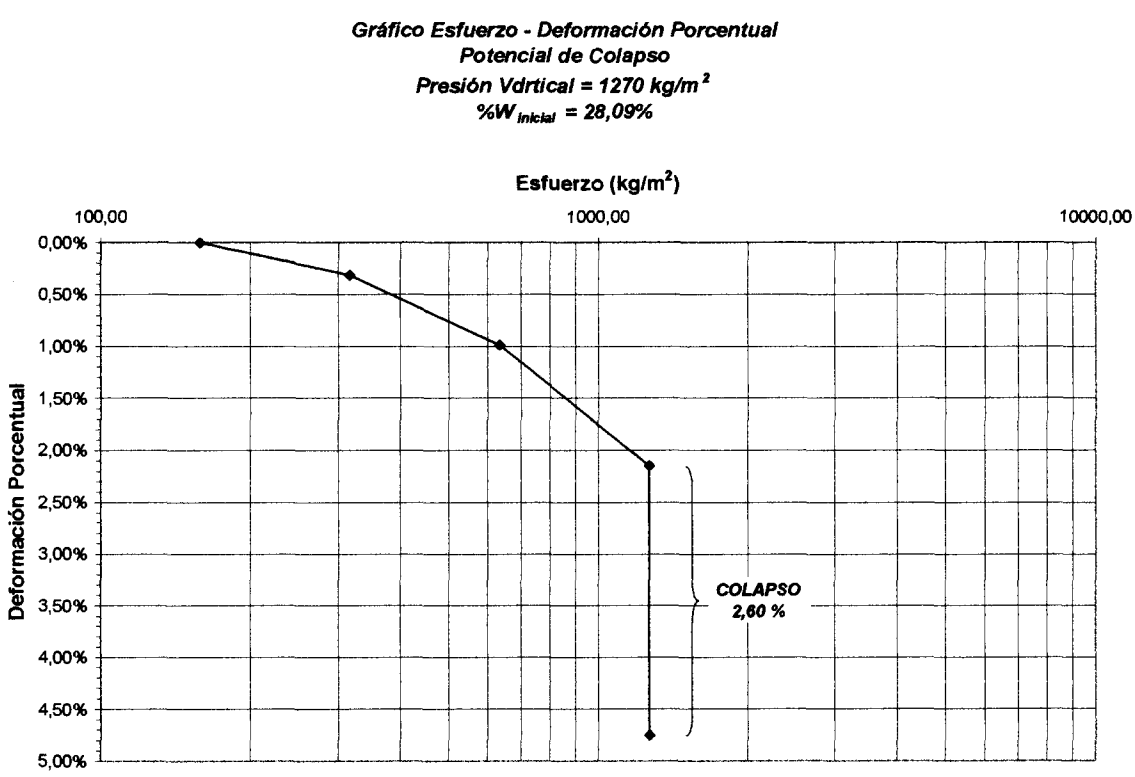
Cabe destacar que la relación determinada en el gráfico anterior es cualitativa, dado que la determinación exacta de la curva conlleva a la realización de ensayos ASTM D 5333 adicionales a los elaborados por el autor.

Cualitativamente, la carga estructural determinada para el prototipo se encuentra en el inicio de la rama ascendente en lo que a porcentaje de colapso se refiere. Esto por cuanto la estructura residencial de dos niveles no representa un esfuerzo alto para el suelo soportante en su estado natural.

Otro punto a destacar de acuerdo con las curvas de colapsabilidad obtenidas, es que el asentamiento por colapso es crítico en el tiempo inicial del fenómeno y tiende a estabilizarse en función del tiempo.

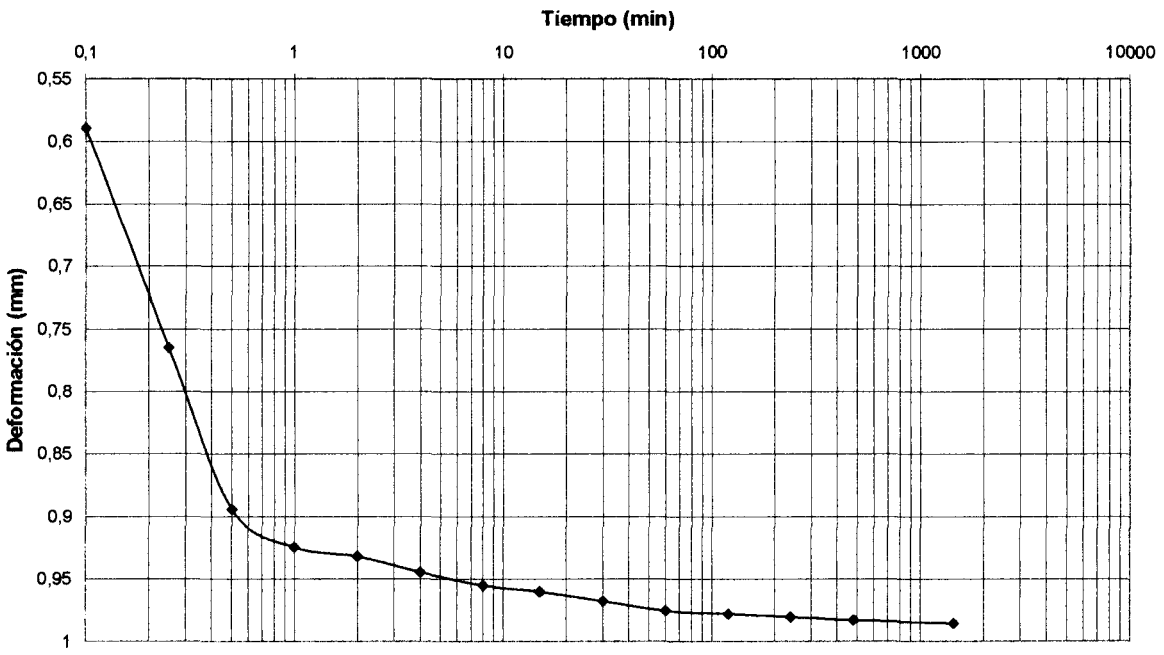
Además, dada la variabilidad de la muestra con respecto a su porcentaje de humedad inicial, se realizó una prueba cuyo contenido inicial de humedad fuera bajo. Los resultados se muestran en las figuras adjuntas, correspondientes a las relaciones deformación, esfuerzo, tiempo.

Figura 4.9: Resultado del Ensayo ASTM D 5333, Potencial de Colapso ($\%W_{inicial}$ = 28.09%) para el material de la Urbanización Monterán.



Fuente: el autor.

Figura 4.10: Curva de Colapso para el I_C ($\%W_{inicial}$ = 28.09%) para el material de la Urbanización Monterán.



Fuente: el autor.

Una vez expuestos los resultados de los distintos ensayos ASTM D 5333 realizados sobre el material de la Urbanización Monterán, se determina un potencial de colapso moderado-severo, cuya magnitud varía en función de factores como la presión vertical y el contenido inicial de humedad del material.

A su vez, los resultados obtenidos refuerzan estudios anteriores acerca del potencial de colapso de este tipo de suelo y de manera general, del material de la Urbanización Monterán.

4.3 Aplicación de los factores de escala

Dado que la respuesta del sistema es primordialmente controlada por un comportamiento visco-elástico de la relación de esfuerzo-deformación del suelo y a su vez por la acción de la presión y la humedad en la rigidez del suelo, acorde con Kagawa (1997)[10], se eligieron los factores de escala para la construcción del modelo, correspondientes a la columna de similitud de 1g del siguiente cuadro.

Cuadro 4.4: Factores de escala implementados en el modelo físico de asentamientos.

Cantidad Física	*Similitud en 1g*	*Factor de escala correspondiente*
Longitud	λ	50
Densidad	1	1
Aceleración	1	1
Rigidez	$\lambda^{1/2}$	7.0711

Fuente: el autor con base en Kawaga, 1997.

Como puede determinarse de un análisis del cuadro anterior, las propiedades de longitud, aceleración, densidad y rigidez son consideradas como variables primarias en el marco del comportamiento geotécnico del sistema y en concordancia con la experiencia de varios investigadores.

La determinación de la escala geométrica del modelo (escala base), responde a criterios de limitación de espacio físico en el laboratorio y a su vez a la magnitud del equipo disponible para la realización de las pruebas correspondientes. Dicha escala geométrica se asocia directamente a la propiedad de longitud, tomando como base una dimensión del prototipo y su valor se determinó en 1:50. Acorde con la investigación realizada por Chavarría (2004), dicha magnitud de escala geométrica se encuentra dentro de los valores de escala típicos en ensayos sobre modelos físicos.

A partir de la determinación de la escala geométrica, se determinan los otros valores de escala correspondientes a las propiedades de aceleración, rigidez y densidad. A continuación se muestra un cuadro resumen de la magnitud física de las variables más relevantes en el modelo.

[10] Con base en Chavarría, 2004.

Cuadro 4.5: Magnitud de las variables más relevantes en el modelo.

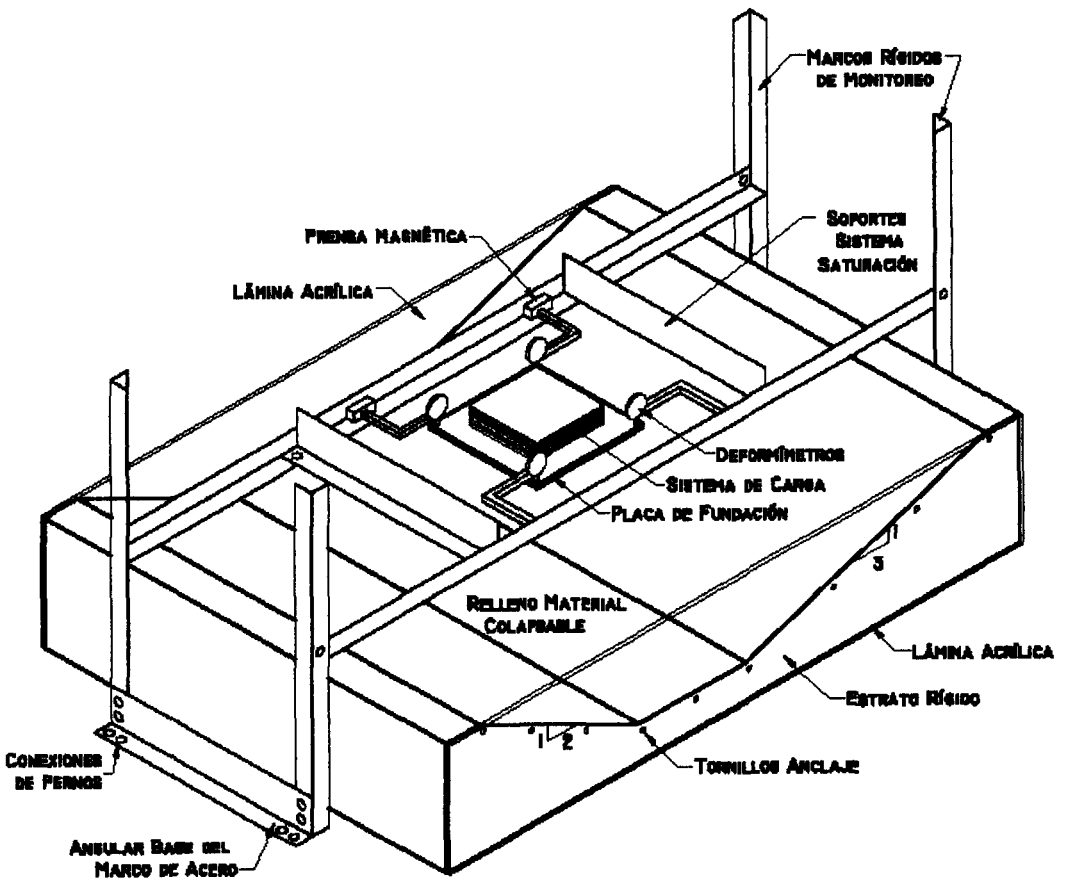
Cantidad Física	Magnitud	Factor de escala correspondiente
Espesor de Relleno	12 cm	50
Longitud losa rígida de cimentación	16 cm	50
Densidad	850.77 kg/m^3	1
Aceleración	9,81 m/s^2	1
Rigidez	162.63 kg/m^2	7.0711

Fuente: el autor.

4.4 Diseño de los componentes del modelo físico

El montaje de todos los elementos del modelo físico se puede apreciar en la siguiente figura. Específicamente, se muestra el ensamble de cada uno de los componentes del modelo, así como el marco de monitoreo, la instrumentación implementada y el sistema de carga.

Figura 4.11: Esquema de diseño del Modelo Físico de Asentamientos (Caso de Estudio)



Fuente: el autor

A partir de la referencia establecida en la descripción del prototipo, se realiza a continuación una caracterización física de cada componente del modelo, de acuerdo con el diseño de cada uno y en concordancia con el marco teórico general de los modelos físicos.

4.4.1 Estrato rígido

La información base del diseño del estrato rígido del modelo físico se encuentra en la descripción del prototipo. Los aspectos relevantes que determinaron el diseño del estrato se enumeran a continuación:

- Rigidez ante las cargas estructurales.
- Geometría del relleno.
- Impermeabilidad del estrato.
- Confinamiento del suelo.

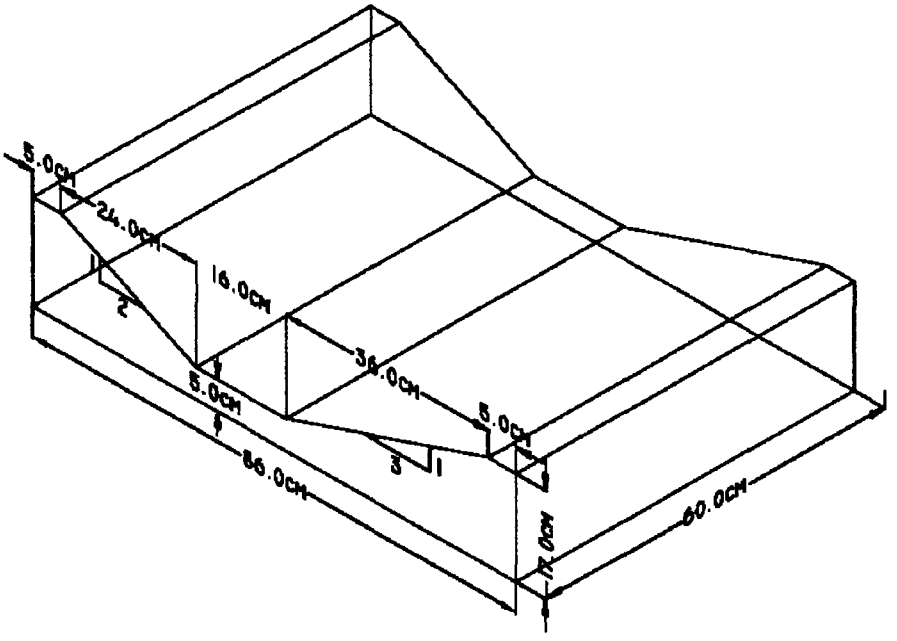
El material elegido para la construcción del estrato fue mortero, material con comportamiento rígido (indeformable) ante las cargas aplicadas en los ensayos del modelo, asegurando que las deformaciones cuantificadas corresponden exclusivamente al asentamiento del material de relleno (suelo utilizado). En el proceso de construcción se utilizaron tres sacos del producto Pegamix, mortero premezclado del Grupo Holcim.

El colado del estrato se realizó en un molde de formaleta específicamente construido para tal fin. Cabe resaltar que no se utilizó acero de refuerzo en la estructura, por lo que con el fin de evitar posibles grietas por contracción, el proceso de curado se llevó a cabo en la cámara húmeda del laboratorio en un periodo de 7 días.

Las dimensiones del estrato se diseñaron a partir de la geometría del prototipo y el factor de escala geométrico, este último correspondiente a 1:50. A partir de esto, se pretende satisfacer la similitud geométrica entre el modelo y el prototipo.

Estas dimensiones así como el isométrico correspondiente al esquema de diseño del estrato rígido, se detallan en la figura 4.12, a continuación.

Figura 4.12: Esquema de diseño del estrato rígido.



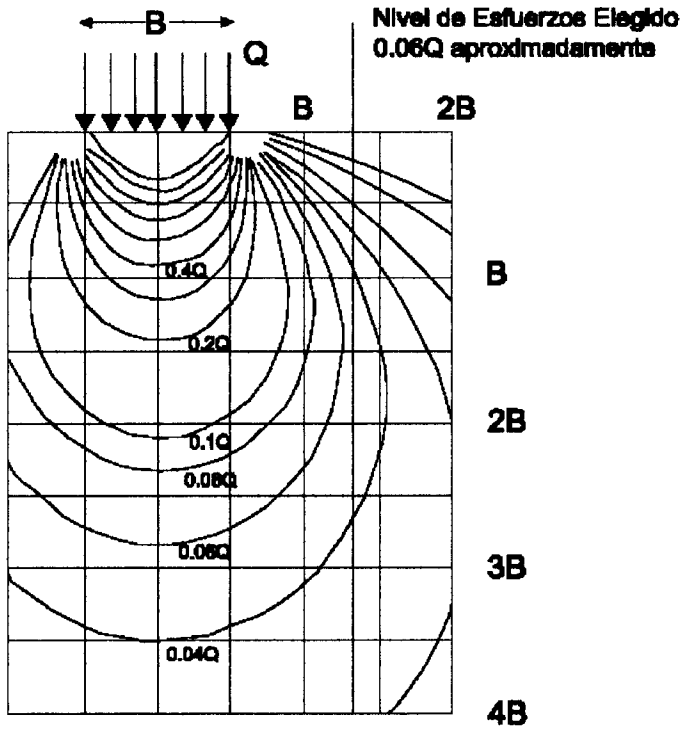
Fuente: el autor.

El volumen de mortero utilizado en la construcción del estrato rígido fue de 0.0546 m^3, su área de sección transversal corresponde a 910 cm^2, y su ancho es de 60cm. La dimensión de la parte baja del valle (donde la profundidad es máxima), obedece a las dimensiones de la placa de hierro negro utilizada, esto con el fin de tener presente en el modelo una topografía donde al colocar la placa en esta sección, la profundidad del relleno en sus cuatro esquinas sea la misma, teniendo un análisis comparativo entre los asentamientos sobre profundidades variables (secciones de pendiente 1:2 y 1:3), así como con profundidad constante y de esta manera, determinar la influencia de la geometría del relleno.

Cabe resaltar, que el ancho del estrato se diseñó con base en la distribución de esfuerzos de Boussinesq para cimentaciones cuadradas y tiene como criterio, la disipación del esfuerzo con la longitud desde la placa de carga, determinándose un ancho de 60cm, a partir de los 16cm del lado de la placa de cimentación.

La figura 4.13, muestra las líneas isóbaras de Boussinesq, utilizadas en el diseño del ancho del estrato rígido.

Figura 4.13: Diseño del ancho del estrato a partir de la Distribución de Esfuerzos de Boussinesq para cimentaciones cuadradas.



Fuente: Sowers, 1983.

Constructivamente, y a la vez como control del proceso de contracción y expansión del mortero, se dispuso dividir el molde en dos secciones en su parte central (zona del valle del estrato), de tal manera que fueran independientes, facilitando el proceso de curado, así como el transporte y montaje del estrato en la mesa de trabajo.

Con el fin de conferirle unidad a las dos secciones descritas, se utilizó un anclaje mecánico correspondiente a cabos de varilla N° 2 sin corrugar de 7cm de longitud aproximadamente. Estos fueron dispuestos en la zona del valle del estrato a una distancia de 17cm c.a.c.

La función de estos anclajes, radica en la transferencia de cualquier esfuerzo que se pueda desarrollar en el estrato durante los ensayos del modelo, confiriéndolo unidad al material. La fotografía 4.2, detalla los dos elementos constructivos del estrato rígido.

Fotografía 4.2: Secciones constructivas del estrato rígido

Una vez concluido el proceso constructivo del estrato, la superficie del mismo se impermeabilizó. El producto utilizado corresponde a *"Protec Triple Acción Impermeabilizante 5"*, impermeabilizante elastométrico fabricado con resinas acrílicas que se caracterizan por proteger a las superficies de los efectos del agua. En total se aplicaron alrededor de cuatro manos de impermeabilizante.

En referencia a la impermeabilización de las juntas constructivas, se utilizaron empaques especiales elaborados a partir de hules impermeables. A su vez, todas las juntas fueron selladas con silicón frío. El detalle de este proceso se muestra en la fotografía 4.3.

Fotografía 4.3: Proceso de impermeabilización de la superficie del estrato y sellado de juntas constructivas

La impermeabilización del estrato se corroboró mediante una prueba de inundación preliminar, cuyo resultado fue satisfactorio, ya que el estrato no presentaba fugas y las pérdidas de agua por infiltración y absorción del mortero eran mínimas. Dicha prueba se muestra en la fotografía 4.4.

Fotografía 4.4: Prueba de inundación del estrato.

4.4.2 Láminas acrílicas

Tal y como se puede deducir del diseño del estrato rígido, este confina al suelo únicamente en una dimensión, por lo que se requiere de dos elementos adicionales confinantes. Ante esta situación y con el objeto de confinar totalmente el suelo en el modelo, se utilizaron dos láminas de acrílico transparente de 5mm de espesor y de dimensiones de 86cm por 18cm. Dichas láminas fueron incorporadas al modelo a través de angulares colocados en los extremos del estrato y fijada por medio de una serie de tornillos de concreto de 3/4in de longitud, ubicados a lo largo de la sección geométrica del estrato, tal y como se muestra en la fotografía adjunta.

Fotografía 4.5: Detalle de la lámina de acrílico transparente como elemento confinante del modelo.

En las juntas entre estas láminas y la estructura del estrato como tal, se colocó un empaque de hule impermeable y luego se sellaron con silicón frío. Esto con el objeto de evitar cualquier fuga de fluido durante las pruebas en el modelo.

El esfuerzo a que serán sometidas dichas láminas es mínimo, por cuanto el ancho del estrato se diseño en función de la disipación de esfuerzo.

El punto de relevancia del diseño de las láminas acrílicas transparentes, es la posibilidad de observar el comportamiento del relleno durante la saturación y colapso del suelo en el marco de las pruebas experimentales, permitiendo una documentación adecuada para el modelo físico.

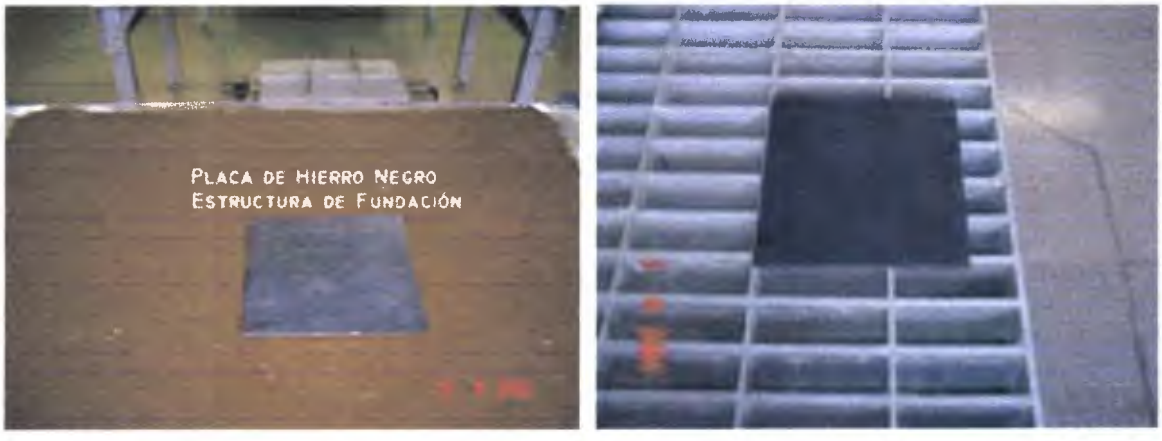
4.4.3 Losa rígida de cimentación

Uno de los puntos fundamentales de la presente investigación es el modelo de la losa rígida de cimentación. En la descripción del prototipo se determinó las dimensiones de la misma y el material de constitución, siendo este concreto.

Sin embargo, dado el factor de escala geométrica, para las dimensiones obtenidas no resulta factible modelar la losa con el mismo material (concreto), debido a su comportamiento flexible. Por tanto, el diseño de la losa rígida se fundamenta en la elección de un material rígido, que garantice deformaciones nulas del elemento de cimentación.

Ante este aspecto, se eligió el hierro negro como material adecuado para el modelo, dando como resultado una placa de 3/16in de espesor y una sección cuadrada de 16cm de lado. El peso aproximado de la placa es de 950gr, el cual no se contabilizó como parte del peso total aplicado al modelo, dado la dificultad de cuantificar las deformaciones respectivas. La placa de hierro se muestra en la fotografía 4.6.

Fotografía 4.6: Placa de Hierro Negro utilizada como losa de cimentación, 3/16in de espesor y sección cuadrada de 16cm de longitud.



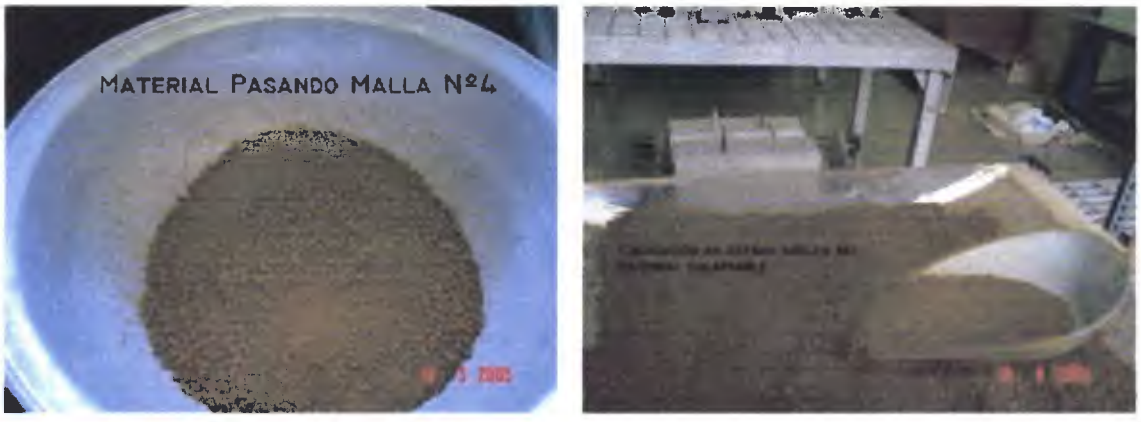
4.4.4 Material colapsable

Uno de los aspectos fundamentales en el diseño general de modelos físicos en geotecnia, es la utilización del mismo material del prototipo en la implementación del modelo físico.

Si se realiza un análisis de los factores de escala utilizados, se denota que se estableció un factor de 1:1 en relación con la densidad (propiedad física del material), lo que ratifica la condición anterior.

Sin embargo, dada la granulometría del suelo utilizado, se decidió tamizar el material por la malla N° 4, con el objetivo de eliminar las partículas de mayor tamaño y que dadas las condiciones de diseño del modelo físico, podrían afectar directamente los resultados de la investigación. La fotografía 4.7, corresponde al material descrito, pasando la malla N°4.

Fotografía 4.7: Material utilizado en el modelo físico de asentamientos (Pasando Malla N°4).



La descripción física del material pasando la malla N° 4, corresponde fielmente con la muestra en su estado original. La cantidad de material por ensayo es de 0.03312 m^3 aproximadamente, y cabe destacar que su disposición en el estrato se llevó a cabo con el fin de modelar la construcción de un relleno sin ningún control geotécnico, por lo que su colocación se dio en estado suelto, es decir, sin ningún tipo de compactación.

4.4.5 Sistema de saturación

El diseño del sistema de saturación tiene como criterio base la saturación del suelo del modelo, mediante la simulación de un evento de precipitación.

Para tal fin, se dispuso de dos recipientes plásticos incorporados al modelo a partir del marco de monitoreo. Su base fue perforada con un arreglo de orificios que permiten la salida del fluido al suelo, simulando el proceso natural de precipitación, medio primordial de la saturación de suelos.

Debe destacarse que el diseño de dichos orificios, resultó de un proceso empírico previo a los ensayos del modelo, es decir, un proceso de prueba y error, en el cual se consideraron aspectos de relevancia como: las dimensiones de los orificios de salida, la velocidad y distancia de caída para evitar una posible erosión del suelo y la velocidad del flujo evitando una saturación rápida, aspecto que resulta poco práctico dadas las condiciones presentes en la naturaleza. El sistema de saturación se ilustra en la fotografía 4.8.

Fotografía 4.8: Sistema de Saturación utilizado en el modelo físico.

4.5 Equipo de carga e instrumentación del modelo físico

4.5.1 Sistema de carga

Como se puede constatar en el cálculo de la carga del prototipo, estructuralmente, la losa debe soportar aproximadamente 1145 kg/m^2. La carga del sistema de fundación, está directamente relacionada con la rigidez del medio soportante, en este caso, el suelo colapsable. Por tal motivo, el factor de escala aplicado a la carga estructural, corresponde al del factor de rigidez, siendo este 7,0711.

A partir del punto anterior, se puede inferir que el esfuerzo transmitido por la placa de fundación en el modelo, debe ser de 161,9 kg/m^2, el cual, considerando el área de la losa del modelo (0,0256m^2), determina un peso de 4,145 kg aplicados sobre la estructura de cimentación.

Estos cálculos tienen como base una distribución uniforme del esfuerzo, dada la rigidez de la losa del modelo y el prototipo. El principal criterio de diseño del sistema de carga, se basa en los incrementos de carga, dado el objetivo de documentar el ensayo de la placa de carga en el modelo y de esta manera obtener los parámetros necesarios para el desarrollo del modelo analítico. Para tal efecto, se eligió incrementos de aproximadamente 450gr a 500gr.

Otro punto importante del diseño del sistema de carga, radica en el poco espacio disponible para la aplicación de dicha carga, donde se debe optimizar el área de contacto entre la losa y el sistema de carga con el fin de distribuir, de una manera más uniforme, el esfuerzo transmitido al material soportante. Este aspecto influyó en la elección de un material suficientemente denso con el fin de minimizar el tamaño del sistema de carga.

Considerando los dos aspectos anteriores, se diseño un sistema a base de placas de hierro negro de aproximadamente 10cm x 10cm y un espesor de 1/8in, cuyo peso se muestra en el cuadro 4.6.

Cuadro 4.6: Peso de las placas de hierro negro utilizadas como sistema de carga.

Placa	*Peso (gr)*
Nº 1	240.4
Nº 2	238.0
Nº 3	236.7
Nº 4	241.5
Nº 5	240.9
Nº 6	241.1
Nº 7	239.9
Nº 8	240.6
Nº 10	236.8
Nº 11	225.3
Nº 12	225.7
Nº 13	220.5
Nº 14	220.6
Nº 15	222.3
Nº 16	219.6
Nº 17	220.7
Nº 18	218.8
Nº 19	220.0
Nº 20	95.3
TOTAL	***4244,7***

Fuente: el autor.

El sistema de carga quedó definido por la aplicación directa de dos placas de hierro negro por incremento de carga. En total se realizan nueve incrementos de carga durante cada ensayo, siendo la carga total aplicada de 4244,7gr, carga a partir de la cual se satura el suelo, dando origen al colapso. La carga corresponde a un esfuerzo de 162 kg/m^2 aproximadamente, lo que satisface los aspectos de rigidez del suelo.

La localización del sistema de carga en el marco del modelo físico, así como las placas de hierro negro que componen el sistema, se puede apreciar en la fotografía 4.9.

Fotografía 4.9: Detalle de los componentes del sistema de carga del modelo físico.

Cabe resaltar, que un criterio adicional considerado en el diseño del sistema, es la simulación del proceso de carga de un suelo durante el proceso constructivo de una estructura civil. Específicamente, se trató de modelar la naturaleza de la carga a partir de los incrementos aplicados al medio soportante.

4.5.2 Sistema de monitoreo e instrumentación

El diseño del sistema de monitoreo se fundamenta en su objetivo principal, el cual radica en la determinación cuantitativa de los asentamientos de la placa de hierro negro (losa de fundación en el modelo), producidos durante el ensayo del modelo físico.

Con el fin de cuantificar dichos asentamientos, el principal componente del sistema está conformado por cuatro deformímetros, colocados en las esquinas de la placa de cimentación. Dichos deformímetros son soportados por unas prensas magnéticas apoyadas sobre un marco rígido. Las características de los deformímetros se exponen en el cuadro siguiente.

Cuadro 4.7: Características de los deformímetros del sistema de monitoreo.

Placa UCR	*Modelo*	*Precisión*	*Carrera*
C7647	LC - 9	0.001 in	1 in
C7648	88 - 4130	0.01 mm	25 mm
C7655	88 - 4110	0.01 mm	25 mm
C7656	88 - 4130	0.01 mm	25 mm
C7659 (*Patrón*)	88 – 4130	0.01 mm	25 mm

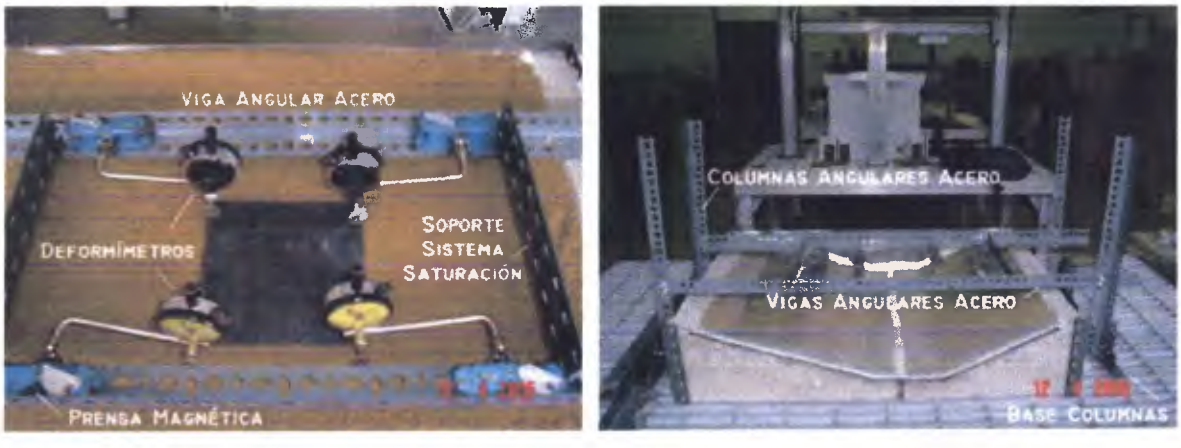
Dado que dichos deformímetros no cuentan con su respectivo certificado de calibración, su precisión y exactitud se corroboró a partir de un patrón (C7659), debidamente calibrado. El objetivo de este procedimiento es la obtención de curvas de calibración de los deformímetros utilizados, tomando como base la medición exacta del patrón. Este proceso así como sus resultados, se muestra detalladamente en el Anexo C del presente informe. Las lecturas realizadas en los ensayos fueron corregidas a partir de estas curvas de calibración, confiriéndole al modelo precisión y exactitud.

Un aspecto considerado en el diseño del sistema de monitoreo, radica en aislar dicho sistema de la estructura propia del modelo físico. La consideración de este aspecto en el diseño, se fundamenta en el registro único de las deformaciones del suelo, por lo que el apoyo de los deformímetros debe ser una base rígida, alejada de la zona de carga del modelo, a fin de evitar posibles distorsiones en las mediciones realizadas.

Para tal efecto, se dispuso de dos marcos rígidos, construidos con angulares de acero perforados, cuyas columnas son estructuradas a la mesa de trabajo mediante pernos y otro angular horizontal, confiriéndoles estabilidad y rigidez. Estas columnas son de 45cm de alto y se ubican en ambas extremos del modelo. La viga, de 1,10m de longitud aproximada, atraviesa de lado a lado la superficie del modelo, por lo que es en estas piezas donde se colocan las prensas magnéticas que brindan el apoyo a los deformímetros.

Las conexiones de todas las piezas del marco son de pernos de 3/4in de longitud. La fotografía 4.10, ilustra la construcción y disposición del marco rígido de monitoreo, así como las prensas magnéticas y los deformímetros.

Fotografía 4.10: Sistema de monitoreo e instrumentación del modelo físico.



Cabe resaltar, que otra función del marco, es el soporte de los dispositivos de saturación del modelo. Estos son atornillados a un angular que une los dos marcos, por lo que rigidiza aún más la estructura del marco.

4.6 Descripción de los ensayos realizados en el modelo físico

4.6.1 Diseño general de los ensayos

Una vez expuesto el marco teórico del diseño del modelo físico de asentamientos, se procede al diseño de las pruebas que se llevarán a cabo en el modelo.

En términos generales, existen tres grupos de pruebas en el modelo, estas son PM1, PM2 y PM3. La nomenclatura utilizada responde a la ubicación de la placa de fundación dentro de la geometría del estrato rígido, tal y como se explicará en los aparados subsecuentes.

Para cada una de estas pruebas se presenta tres ensayos, cuya especificación se define con las letras A, B y C. La cantidad de pruebas realizadas busca obtener repetitividad en el ensayo determinado.

Como criterio de diseño de las pruebas, se mantuvo, en la medida de lo posible, las características de las variables inmersas en el fenómeno de asentamientos en rellenos colapsables. Sin embargo, dada las condiciones climáticas durante los muestreos del material, se presentó un grado de dificultad en el control del contenido de humedad (%w) del suelo. Por tal motivo, cada trío de ensayos presenta un porcentaje de humedad inicial distinto, es decir, los ensayos cuya nomenclatura incluye la letra A, tenían un contenido de humedad distinto a las pruebas determinadas con la letra B y la letra C.

Se debe recalcar, que el proceso de colapso está en función de la variable de contenido de humedad, por lo que se esperarían asentamientos distintos en cada juego de ensayos.

La colocación del material en las pruebas se da en condiciones sueltas, sin ninguna energía de compactación, con el fin de modelar una práctica constructiva generalizada en lo que se refiere a rellenos.

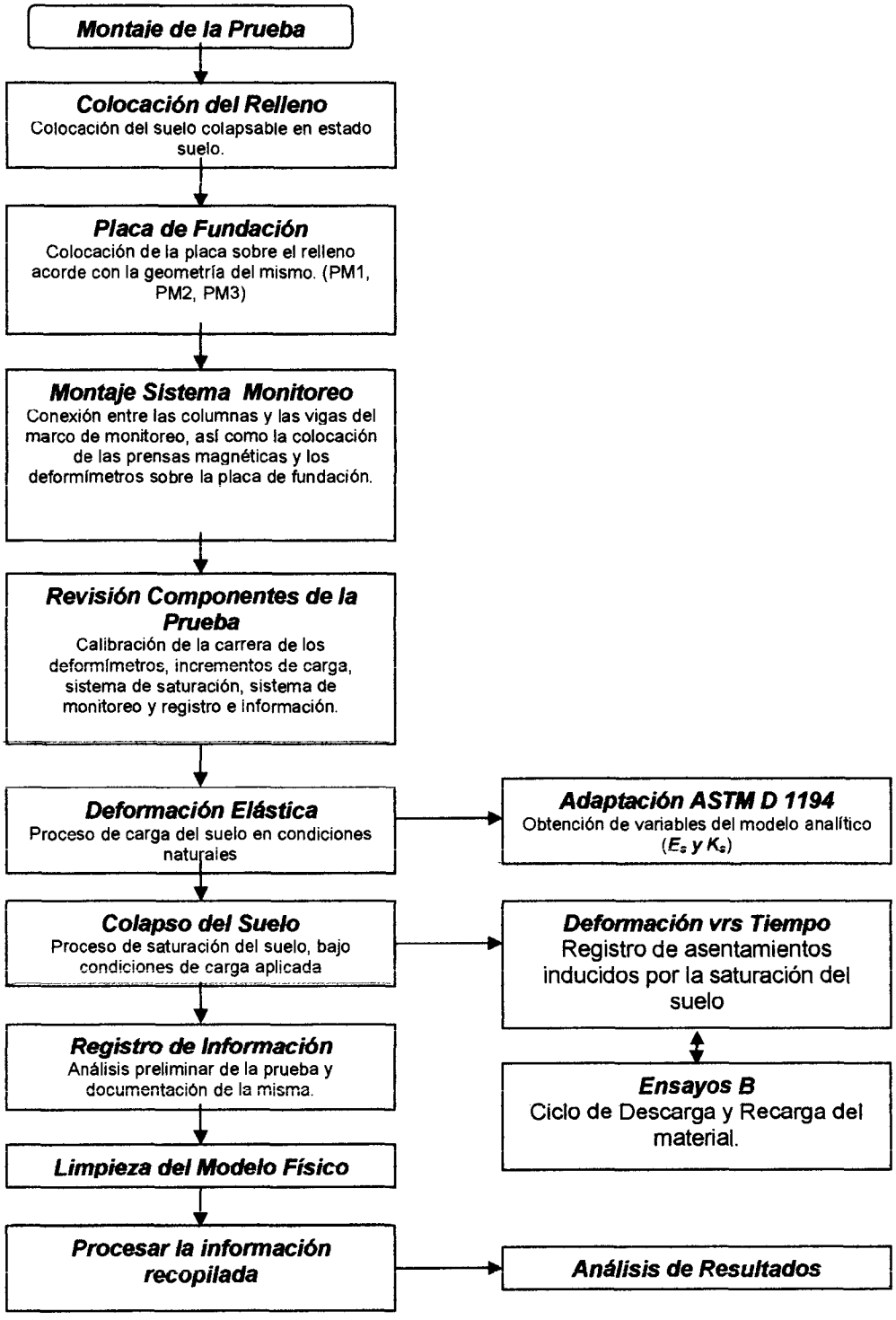
En el apartado siguiente, se describe la adaptación del ensayo ASTM D 1194 para su aplicación en el modelo físico, esto por cuanto cada prueba realizada presenta un asentamiento elástico durante el proceso de carga de la placa de fundación, por lo que el registro de los asentamientos en función de los incrementos de carga correspondientes, permite monitorear el modelo y provee de los parámetros físicos necesarios en el análisis analítico del modelo (E_s y K_s).

Una vez que se completó el periodo de carga de la placa, se procede a la saturación del suelo, con lo cual, se da el fenómeno de colapso y por ende una re-estructuración de las partículas que componen el material, conllevando a un asentamiento adicional al elástico y de magnitud mayor a este. En la figura 4.15, se exponen el diagrama de flujo general de la prueba en el modelo físico.

Adicionalmente, en los ensayos de nomenclatura B, se llevó a cabo un ciclo de descarga y recarga de la placa, con el objetivo de ilustrar la deformación permanente de carácter plástico que sufrió el suelo.

En los apartados consecutivos, se determinan las características propias de cada prueba, además, se muestra el respectivo esquema de montaje. En el Anexo D se muestran los datos experimentales de dichas pruebas.

Figura 4.15: Diagrama de Flujo correspondiente a las pruebas del Modelo Físico de Asentamientos en Suelos Colapsables



Fuente: el autor con base en Chavarría, 2004.

4.6.2 Ensayo de Placa de Carga - ASTM D 1194

Este ensayo se encuentra estandarizado por la norma ASTM D 1194 y su objetivo radica en obtener la capacidad soportante y el coeficiente de cimentación del suelo, ambos parámetros utilizados en el diseño de fundaciones.

La prueba se basa en la aplicación de una sobrecarga que simula la acción de una estructura de cimentación. La sobrecarga aplicada es controlada, definiendo el comportamiento de los suelos a diferentes intervalos de solicitación de carga.

El equipo utilizado en el ensayo está compuesto por:

- Marco de carga.
- Equipo hidráulico de carga.
- Placas de carga.
- Instrumentación de registro de asentamientos y deformaciones.

Para los ensayos del modelo físico de asentamientos, y con el propósito de investigar el valor del módulo de elasticidad del suelo en el modelo y el módulo de cimentación correspondiente, se realizó una adaptación de la norma ASTM D 1194. El esquema general de esta adaptación se muestra en la figura 4.16.

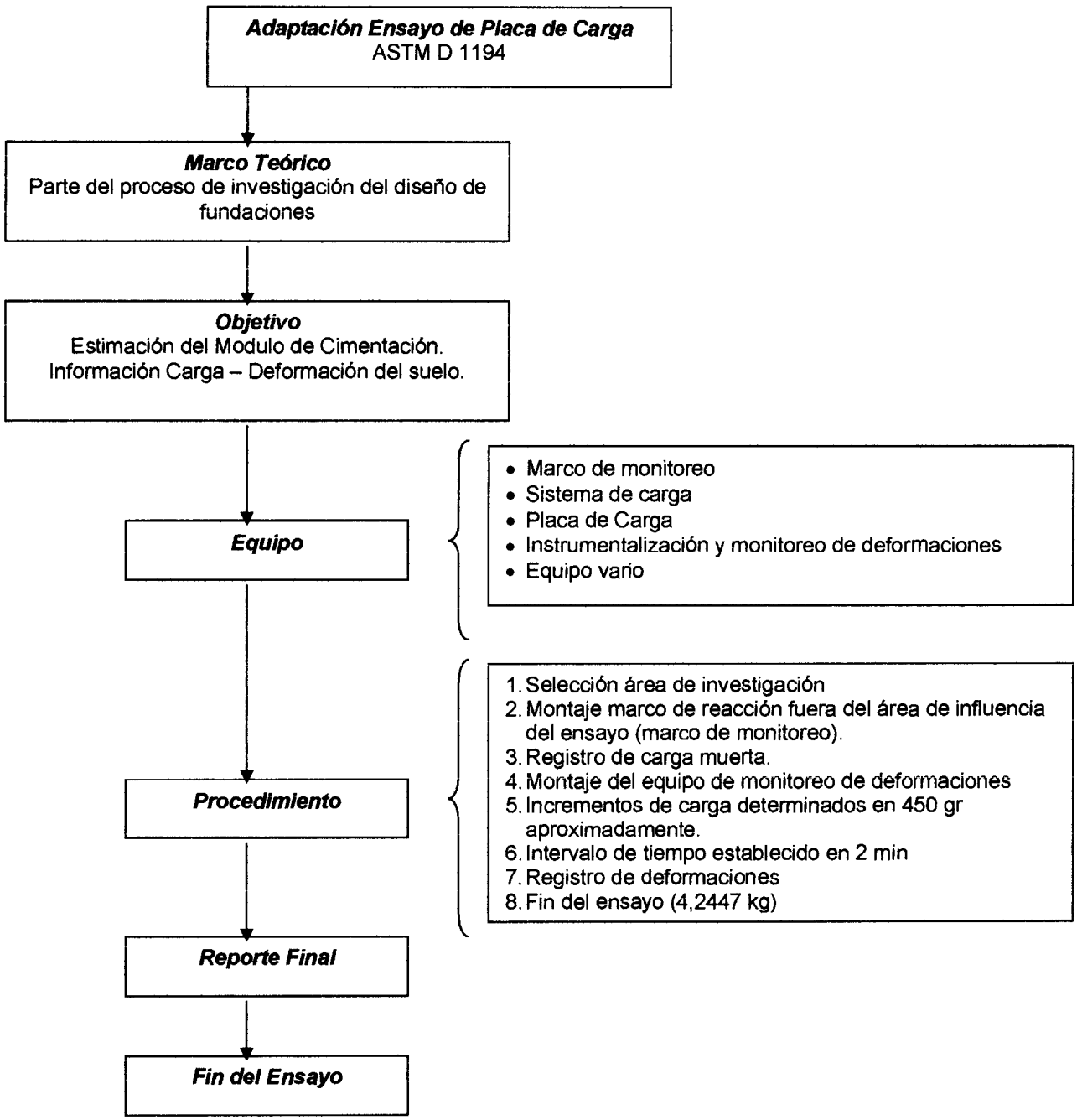
Con el fin de ir obteniendo los distintos pares de carga y deformación, la losa de fundación es cargada con incrementos de peso, para los cuales, una vez estabilizados, se registra el valor de carga correspondiente y la deformación producida por efecto de esta.

La aplicación de esta adaptación del ensayo de placa de carga se da únicamente en las deformaciones elásticas, definiendo las pruebas en este rango.

Es importante resaltar la importancia de la ejecución de esta prueba en el modelo físico de asentamientos, ya que a través de este ensayo, se logra obtener los parámetros del modelo analítico implementado, además de constituir una herramienta valiosa en el monitoreo de las variables involucradas en el fenómeno físico.

Figura 4.16: Esquema General del Ensayo de Placa de Carga en el Modelo Físico

Adaptación del Ensayo de Placa de Carga ASTM D 1194.



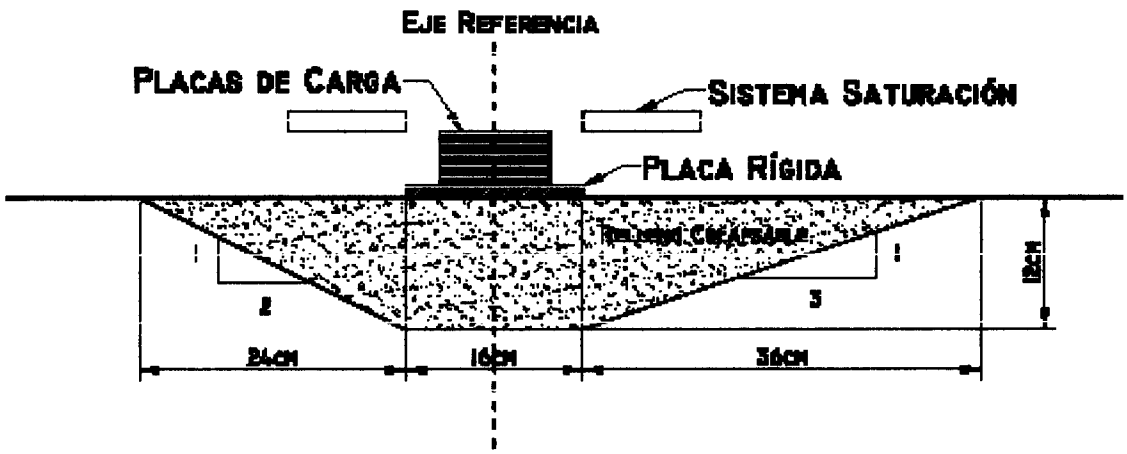
Fuente: el autor con base ASTM D 1194

4.6.3 Ensayo PM1

La principal característica del ensayo PM1, es la profundidad de relleno constante bajo la placa de fundación.

Este ensayo se localiza en la sección del valle del estrato rígido, donde la profundidad del relleno es máxima (12cm en el modelo), y la profundidad del relleno en cada esquina de la placa presenta igual magnitud. La sección transversal de la prueba se muestra en la figura 4.17.

Figura 4.17: Esquema General Ensayo PM1 sobre el Modelo Físico.



Fuente: el autor.

La placa de hierro negro se coloca en la zona central del relleno, conservando una distancia similar a ambos márgenes del modelo en relación con las láminas acrílicas. El material, presenta características colapsables y es colocado en estado suelto, es decir, sin ningún tipo de compactación. El sistema de saturación se coloca en ambos extremos de la placa, de manera, que se presente un flujo de agua semejante en ambos lados y una saturación más uniforme del suelo por debajo de la placa.

El objetivo de la realización de esta prueba, es descartar posibles distorsiones angulares de una losa rígida de cimentación ante una geometría de relleno constante, es decir, contactos horizontales de los estratos y de esta manera, presentar una comparación ante posibles distorsiones angulares en geometrías cuyo espesor es variable. Por tanto se espera un asentamiento total uniforme para la losa en esta prueba.

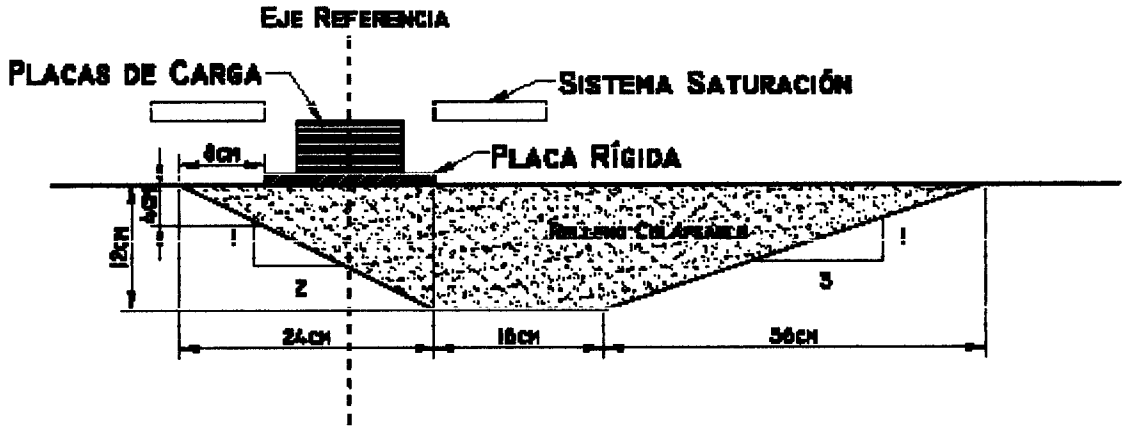
Como se indicó anteriormente, la diferencia de los ensayos A, B y C, radica en el porcentaje de humedad inicial del material de relleno, por lo que la magnitud del asentamiento por colapso del suelo estaría en función de este parámetro. Adicionalmente, se dispuso de un ciclo de descarga y recarga del material colapsado en el ensayo B.

4.6.4 Ensayo PM2

Una de las características del estrato rígido del modelo, es una pendiente de 1:2 en uno de sus extremos, zona del estrato que es la base del ensayo PM2.

Para esta prueba, la placa de hierro negro (losa rígida de fundación), se ubica sobre el relleno donde la geometría de este presenta una pendiente 1:2 en su contacto, por lo que su espesor varía considerablemente bajo la placa, presentando una magnitud de 12cm en su parte profunda y de 4cm en el lado opuesto. El esquema de la figura 4.18, corresponde a la sección transversal del ensayo PM2.

Figura 4.18: Esquema General Ensayo PM2 sobre el Modelo Físico.



Fuente: el autor

Al igual que la prueba anterior, la placa se ubica en la zona central de la superficie del relleno, guardando distancias iguales en función de las láminas acrílicas y el frente de saturación avanza desde ambos extremos de la placa.

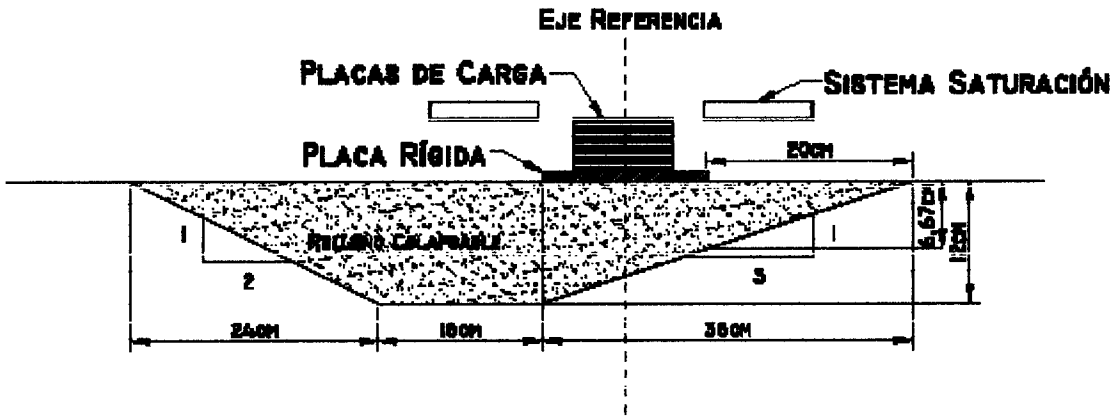
El objetivo del ensayo PM2, radica en determinar una posible distorsión angular de la losa rígida de cimentación, dada la geometría del contacto del relleno y el estrato rígido. Esta distorsión angular estaría en función del espesor de relleno variable bajo la placa, de ahí la importancia y relación entre las pruebas PM2 y PM3, cuya única diferencia es la pendiente del estrato rígido.

Semejante al ensayo PM1, la diferencia entre las pruebas A, B y C, es el contenido de humedad inicial del material, determinando la magnitud del asentamiento. El ensayo B presenta la variable de un ciclo de descarga y recarga del material una vez colapsado.

4.6.5 Ensayo PM3

El ensayo PM3, utiliza la sección del modelo cuya pendiente es de 1:3, zona ubicada en un extremo del estrato rígido. La ubicación de la placa en la superficie del suelo por encima de este contacto, conlleva a un espesor de relleno variable, el cual presenta una profundidad máxima de 12cm al igual que el ensayo PM2. Sin embargo, en el extremo opuesto, la profundidad del relleno es mayor que en la prueba PM2, ya que su magnitud es de 6,67cm a causa de la pendiente del contacto antes descrita. La ubicación de la placa en la sección transversal del ensayo, se muestra en la figura 4.19

Figura 4.19quema General Ensayo PM3 sobre el Modelo Físico.



Fuente: El autor

El objetivo del ensayo es el mismo del PM2, dado que ambos presentan un carácter complementario, con el fin de determinar la influencia de la geometría del relleno en la magnitud de las distorsiones angulares probables en la losa de fundación.

El contenido de humedad inicial del material, varía en las pruebas A, B y C, donde el frente de saturación avanza en forma homogénea por ambos extremos.

El ciclo de descarga y recarga del material colapsado se determina en el ensayo B.

4.7 Parámetros de comparación de los ensayos del modelo físico

Una vez expuestas las distintas pruebas ejecutadas en el modelo físico de asentamientos, corresponde a continuación, establecer los parámetros de comparación y validación de los resultados de estos ensayos.

Para cumplir satisfactoriamente tal objetivo, se recurre a una herramienta analítica con base en interacción entre la estructura de cimentación y el suelo, modelo propuesto por Zeevaert (1980).

Este modelo analítico constituye la herramienta de comparación y validación de los resultados obtenidos en el modelo físico. Su desarrollo teórico se describe en el Capítulo 6 de la presente investigación y sus resultados forman parte del Capítulo 7 de este informe.

Capítulo 5

Modelo analítico de asentamientos

5.1 Conceptos básicos del modelo analítico

Como parte de las propiedades mecánicas de los suelos, cuando este se somete a un incremento de esfuerzo se producen desplazamientos verticales en la interfase de la estructura de cimentación y el suelo, producto de las cargas que transmite la cimentación y que dan origen a asentamientos ya sea totales, diferenciales o distorsiones angulares.

Las investigaciones en el campo de la ingeniería geotécnica han demostrado que el comportamiento mecánico del suelo corresponde a una material elástico – plástico y viscoso, sin embargo, para el cálculo de esfuerzos en la masa del suelo comúnmente se utiliza la Teoría de Elasticidad, conllevando a una simplificación del comportamiento del suelo como un medio homogéneo e isotrópico, considerándolo como un sistema elástico ideal.

La interacción entre el suelo y la estructura de cimentación está determinada por la configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto, los cuales están en función de la rigidez de la estructura de cimentación, la deformabilidad (rigidez) del suelo y la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de cimentación.

La rigidez de la estructura de cimentación y la contribución que a ésta le pueda aportar la superestructura es importante, por lo que implica conocer con anterioridad la geometría y propiedades de los elementos que la forman.

En lo referente al suelo, este presenta propiedades dependientes de la variable tiempo, especialmente los suelos finos y saturados, por lo que los esfuerzos de contacto también varían en función del tiempo, condicionando los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación.

El modelo analítico de asentamientos utilizado en la presente investigación, fue propuesto por Zeevaert[1], y se basa en el cálculo de los esfuerzos de contacto en cimentaciones monolíticas semiflexibles y rígidas (este último de mayor interés en la presente investigación), utilizadas generalmente para el apoyo de cargas estructurales.

[1] "*Interacción Suelo – Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, sujetas a cargas estáticas y sísmicas*". Zeevaert, L., 1980.

A partir del concepto de compatibilidad de deformaciones, Zeevaert, plantea que la solución analítica de la interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consiste en determinar un sistema de reacciones, que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo, produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. Con el objetivo de determinar dicho sistema de ecuaciones, resulta necesario tratar al suelo como un medio continuo en donde la acción sobre un punto *i* del mismo, ejerce su influencia en otro punto *j*.

El comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo de la estructura del suelo, determina los desplazamientos verticales o asentamientos, estimados a partir del cambio de esfuerzos por medio de soluciones aproximadas de la *Teoría de Elasticidad*. Los parámetros que definen la deformabilidad del suelo, deberán de determinarse para el nivel medio de esfuerzos efectivos considerando en cada caso el tipo de carga aplicada, la cual, según los fines de esta investigación es estática.

Desdes el punto de vista estructural, el cálculo de los esfuerzos de contacto en la interfase de la estructura de cimentación y el suelo resulta indispensable, dado que el objetivo es estimar las fuerzas cortantes y momentos flexionantes que actúan en la estructura de fundación.

5.2 Parámetros del modelo analítico

5.2.1 Deformación volumétrica de los estratos:

Según establece Zeevaer, la deformación volumétrica (α^N) de los estratos se puede presentar de dos maneras distintas, ya sea por expansión o por compresión.

Para efectos del análisis de asentamientos en suelos colapsables, la deformación volumétrica se refiere a la compresión volumétrica de los estratos en función del módulo de deformación unitaria del suelo (M_c) y de la magnitud del incremento de esfuerzo sobre el esfuerzo efectivo inicial a la profundidad del estrato N. Por tanto, la *Deformación Volumétrica* queda definida como:

$$\alpha^N = (\rho_c \cdot M_c \cdot d)_N \qquad \text{Ecuación 5.1}$$

El factor ρ_c varía entre $0 < \rho_c < 1$ únicamente cuando el suelo sufre una recompresión debido a un alivio previo de carga, de lo contrario $\rho_c = 1$ cuando no hay alivio de esfuerzos previo a la compresión. El factor *d* corresponde al espesor del estrato en cuestión.

El Módulo de Elasticidad (E_s) del suelo, adquiere una gran relevancia en el marco del Módulo de Deformación Unitaria, dado que se relacionan inversamente. La definición del Módulo de Elasticidad, expone la relación entre el incremento de esfuerzos ($\Delta\sigma$) y el cambio en la deformación unitaria ($\Delta\epsilon$) del material soportante, la cual se muestra en la ecuación siguiente:

$$E_s = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon}$$ Ecuación 5.2

En consecuencia, el Módulo de Deformación Unitaria queda definido como el inverso:

$$M_c = \frac{\Delta\varepsilon}{\Delta\sigma}$$ Ecuación 5.3

El Módulo de Elasticidad del suelo, se obtuvo a partir de la adaptación del ensayo de placa de carga aplicado en la fase elástica del modelo físico. En total, se tiene el registro de asentamientos en cada esquina de la placa para cada incremento de carga realizado. En función de lo anterior, se calcula la media de dichos asentamientos, de manera que represente la deformación promedio que sufrió el suelo bajo la acción de la carga correspondiente registrada durante la prueba.

Esta deformación obtenida, se divide por el espesor de relleno correspondiente por debajo de cada esquina de la placa, con el fin de obtener la deformación unitaria que sufrió el suelo.

De igual manera, cada registro de carga, es dividido por el área de la placa de hierro negro, determinando de esta manera, el nivel de esfuerzos transmitidos por la cimentación.

Ambas variables, determinan la curva de esfuerzo deformación. Esta curva es característica del comportamiento mecánico del suelo como material constructivo y cuya forma resalta el comportamiento elasto – plástico del suelo.

La pendiente de una recta secante a la curva de esfuerzo - deformación, determina el módulo de elasticidad, despreciando los primeros pares de esfuerzo – deformación, dado que corresponden a esfuerzos de contacto, por lo que no representan verdaderamente el comportamiento del material.

A continuación, en el cuadro 5.1, se muestran los valores obtenidos para este parámetro de acuerdo a cada prueba realizada en el modelo. Las curvas obtenidas se muestran en el Anexo E del presente documento.

Cuadro 5.1: Valores del Módulo de Elasticidad y Módulo de Deformación Unitaria del suelo en los ensayos realizados sobre el modelo físico.

Ensayo		E_s (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)
PM1	A	19100	5.2356E-5
	B	26300	3.8023E-5
	C	27800	3.5971E-5
PM2	A	19100	5.2356E-5
	B	8400	1.1905E-4
	C	20500	4.8780E-5
PM3	A	15000	6.6667E-5
	B	11600	8.6207E-5
	C	38800	2.5773E-5

Fuente: el autor.

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, el rango de valores obtenidos es extenso, por lo que pensar en la utilización de un promedio no es factible. Por tanto, para el análisis de cada ensayo se utilizó su correspondiente valor de E_s. Adicionalmente, este amplio rango de valores denota la heterogeneidad de los rellenos obtenidos.

Estas diferencias enmarcan la relación de las variables determinantes en el fenómeno físico, las cuales dada su complejidad, se monitorean con el fin de establecer una constante (aspecto teórico) en las pruebas.

5.2.2 Módulo de cimentación

La interacción de la estructura de cimentación con el suelo, depende del valor del Módulo de Cimentación (K_s). Cabe resaltar que el factor K_i representa el módulo de cimentación para el punto i, el cual por definición se expresa como:

1. Módulo Unitario: q es la reacción unitaria y δ la deformación provocada por esta.

$$k = \frac{q}{\partial} \qquad \text{Ecuación 5.4}$$

2. Módulo lineal de cimentación: R_l queda definido como la carga por unidad de longitud y δ su deformación correspondiente.

$$K_l = \frac{R_l}{\partial} \qquad \text{Ecuación 5.5}$$

3. Módulo de cimentación por área tributaria: R representa la magnitud total de la carga y ð su deformación correspondiente.

$$K = \frac{R}{\partial} \qquad \text{Ecuación 5.6}$$

El módulo de cimentación por área tributaria adquiere una mayor relevancia en el marco del modelo analítico propuesto por Zeevaert.

En si mismo, el Módulo de Cimentación establece la concordancia directa entre la carga aplicada al cimiento y su deformación correspondiente, caracterizando la interacción suelo – estructura. Al igual que el Módulo de Elasticidad, el Módulo de Cimentación se obtuvo a partir de la adaptación de la norma ASTM – D1194. Más específicamente, resulta de la pendiente de la recta secante de la curva carga – deformación.

Este parámetro no es en sí una entrada al modelo. Su estimación en los ensayos obedece, únicamente, a un criterio de validación para el modelo analítico, pues, el valor exacto de este parámetro es una salida del análisis, en virtud, de determinar la interacción suelo – estructura de cimentación, lo que constituye el resultado de un proceso iterativo.

En el cuadro siguiente, se tabulan los valores obtenidos para el K_s en los distintos ensayos del modelo. Cabe acotar, que los primeros pares no fueron considerados, dado que corresponden a la carga de contacto entre el cimiento y el suelo.

Cuadro 5.2: Módulo de Cimentación para los ensayos del modelo físico de asentamientos.

Ensayo		Ks^A (kg/m)	Ks^B (kg/m)
PM1	A	1325	800
	B	1215	1765
	C	1150	2110
PM2	A	3035	1080
	B	1125	540
	C	2585	1525
PM3	A	940	1235
	B	980	765
	C	3575	2275

Fuente: el autor.

Los gráficos de las curvas de carga – deformación, se pueden apreciar en el Anexo F del presente documento.

En cuanto a los resultados obtenidos del Módulo de cimentación, se establece un amplio rango en virtud de la heterogeneidad de los rellenos en el modelo físico. Estos valores conservan la relación directa entre el espesor de relleno y la carga aplicada, por lo que para los ensayos don pendiente variable, se presentaron mayores diferencias en los resultados. Cabe destacar que el monitoreo de este módulo es con fines de comparación de resultados, dado que el mismo modelo analítico determina este variable posterior a un proceso iterativo.

5.3 Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

Como se indicó anteriormente, el cálculo de los asentamientos requiere, indispensablemente, del conocimiento de las propiedades de esfuerzo – deformación – tiempo de los estratos que componen el sistema geotécnico.

Si se considera la deformación volumétrica (α^N) de un estrato N para un tiempo determinado t y el incremento medio de esfuerzo en un punto j ($\Delta\sigma^N{}_{ji}$) para el mismo estrato N debido a la carga aplicada en un área tributaria A_i, la deformación del estrato en consideración es entonces:

$$\Delta\partial^N{}_{ji} = \alpha^N \cdot \Delta\sigma^N{}_{ji} \qquad \text{Ecuación 5.7}$$

Debe acotarse que el asentamiento de la superficie en el punto j será la sumatoria de las deformaciones de todos los estratos.

$$\partial_{ji} = \sum_{a}^{N} \alpha^N \cdot \Delta\sigma^N{}_{ji} \qquad \text{Ecuación 5.8}$$

Al expresar el valor de $\Delta\sigma^N{}_{ji}$, en función de la carga q_i aplicada en el área tributaria A_i, se tiene:

$$\Delta\sigma^N{}_{ji} = I^N{}_{ji} \cdot q_i \qquad \text{Ecuación 5.9}$$

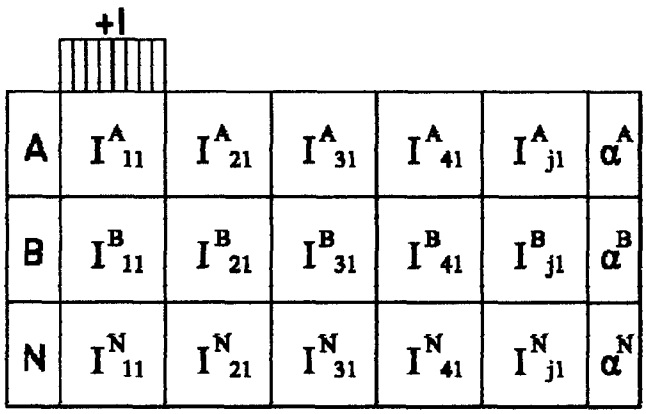
El punto i se entiende localizado al centro del área tributaria A_i y el término $I^N{}_{ji}$ es conocido como el *factor de influencia*[1].

Si se considera una carga unitaria $q_i = 1$, el asentamiento de la superficie en el punto j se expresa como:

$$\partial_{ji} = \sum_{a}^{N} \alpha^N \cdot I^N{}_{ji} \qquad \text{Ecuación 5.10}$$

[1] Distribución del esfuerzo en la masa del suelo.

Figura 5.1: Factores de Influencia para carga unitaria.



Fuente: Zeevaert, 1980.

El factor de influencia puede ser expresado en una distribución matricial, tal y como se muestra en la figura adjunta, por lo que la ecuación anterior puede expresarse a través de:

$$\begin{pmatrix} \partial_{11} \\ \partial_{21} \\ \partial_{31} \\ \partial_{j1} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} I^A_{11} & I^A_{21} & I^A_{31} & I^A_{j1} \\ I^B_{11} & I^B_{21} & I^B_{31} & I^B_{j1} \\ I^N_{11} & I^N_{21} & I^N_{31} & I^N_{j1} \end{bmatrix}^T \bullet \begin{pmatrix} \alpha^A \\ \alpha^B \\ \alpha^N \end{pmatrix} \qquad \text{Ecuación 5.11}$$

$$[\partial_{ji}] = [I^N{}_{ji}]^T \cdot [\alpha^N]$$

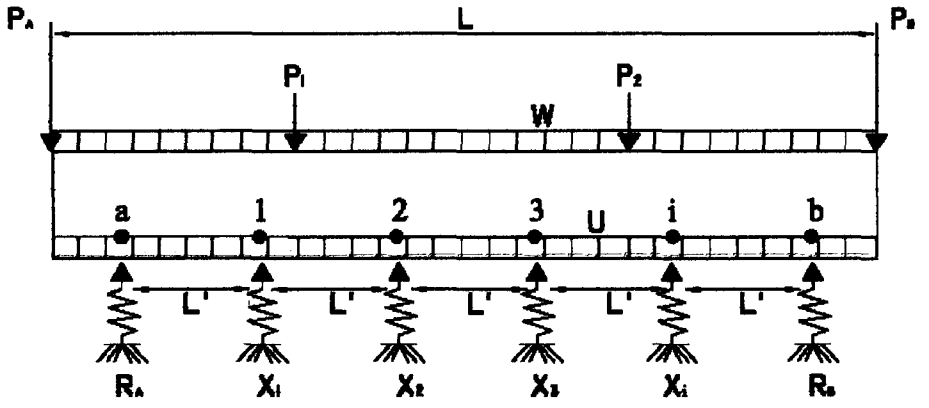
La ecuación anterior determina la matriz de desplazamientos verticales de la superficie cargada unitariamente, por lo que al multiplicar dicha matriz por el vector de cargas unitarias, se obtiene la ecuación matricial denominada "*Ecuación Matricial de Asentamientos*" *(EMA)* , tal y como:

$$[\partial_i] = [\partial_{ji}]^T \cdot [q_i] \qquad \text{Ecuación 5.12}$$

5.4 Ecuación Matricial de Interacción (EMI)

Se considera una modelo de la cimentación como una viga apoyada en forma continua sobre el suelo y solicitada por un sistema de cargas adicionales al peso propio de la viga y a la subpresión del agua. Esta viga es dividida en n segmentos iguales conformando de esta manera una serie e áreas tributarias iguales donde quedan aplicadas las reacciones medias al centro de dichas áreas tributarias, aspecto que se muestra en la figura 5.2.

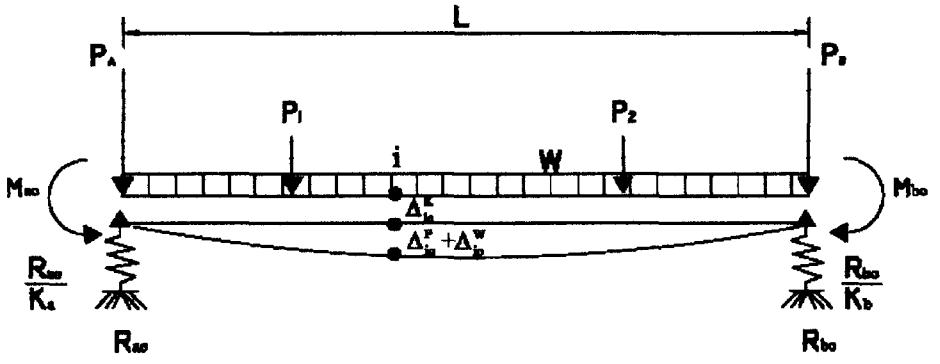
Figura 5.2: Modelo Interacción Estructura de Cimentación y Suelo.



Fuente: Zeevaert, 1980

Dado que la viga en esta condición es un sistema hiperestático, se consideran a las reacciones X_i=0, de donde se obtendrá una viga estáticamente determinada, para la cual es posible calcular los desplazamientos verticales en los puntos medios de las áreas tributarias. Dicha condición se ilustra en la figura siguiente.

Figura 5.3: Condición X_i=0 para el modelo de interacción de la estructura y el suelo.



Fuente: Zeevaert, 1980.

Dichos desplazamientos son producidos por la flexión debido al sistema de cargas (Δ^{P}_{io}), la flexión debida al peso de la viga y la subpresión (Δ^{W}_{io}) y por los desplazamientos verticales de los apoyos (Δ^{K}_{io}), siendo el último aspecto función del módulo de cimentación correspondiente. Por consiguiente, para la condición X_i = 0, el desplazamiento total en un punto cualquiera *i* de la viga es:

$$\Delta_{io} = \Delta^{P}{}_{io} + \Delta^{W}{}_{io} + \Delta^{K}{}_{io} \qquad \text{Ecuación 5.13}$$

La solución de las reacciones incógnitas X_i se determina a partir del Principio de Superposición, estudiando el efecto que cada una de ellas produce sobre la viga y el suelo. Para este efecto, se considera una condición de carga unitaria X_i = +1 en cualquier punto i, obteniéndose de esta manera, los desplazamientos verticales de esta condición tal y como se muestra a continuación.

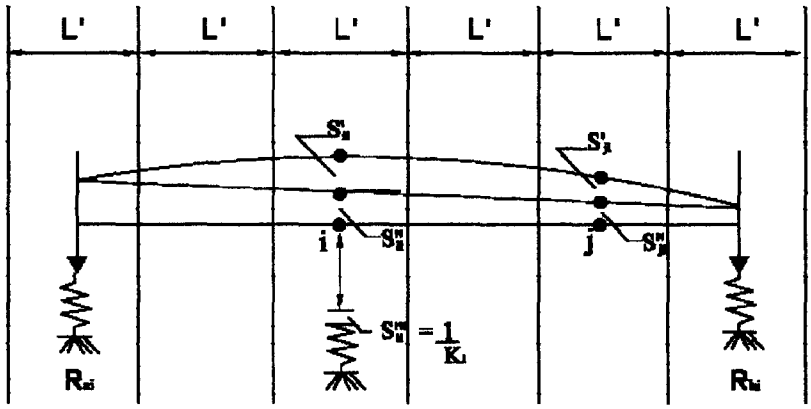
Cuadro 5.3: Desplazamientos verticales en la condición X_i = 1.

Causa del Desplazamiento Vertical	*Punto i*	*Punto j*
Flexión de la viga	S'_{ii}	S'_{ji}
Desplazamiento de los apoyos	S''_{ii}	S''_{ji}
Deformación del suelo	$S'''_{ii} = 1/K_i$	

Fuente: Zeevaert, 1980.

Debe acotarse que los valores de Δ^K_{io}, S''_{ji} y S'''_{ii} son función del módulo K por área tributaria.

Figura 5.4: Condición X_i = +1 para el modelo de interacción de la estructura y el suelo.



Fuente: Zeevaert, 1980,

Por tanto, para la condición X_i = +1 (mostrada en la figura 5.4), se tiene que los desplazamientos totales de la viga y el suelo están determinados por:

$$S_{ii} = S'_{ii} + S''_{ii} + S'''_{ii} \qquad \text{Ecuación 5.14}$$

$$S_{ji} = S'_{ji} + S''_{ji}$$

Los desplazamientos unitarios de cada punto multiplicados por sus respectivas reacciones incógnitas, proporcionan los efectos en un punto j por las reacciones aplicadas en un punto i. Por tanto, los desplazamientos verticales totales del punto considerado, se obtienen al sumar estos valores que por compatibilidad de deformaciones, deberán ser iguales al desplazamiento vertical del mismo punto de la viga en la condición X_i =0, de donde se obtiene el sistema:

$$S_{11}X_1 + S_{12}X_2 + S_{13}X_3 + S_{1i}X_i = \Delta_{10}$$
$$S_{21}X_1 + S_{22}X_2 + S_{23}X_3 + S_{2i}X_i = \Delta_{20}$$
$$S_{31}X_1 + S_{32}X_2 + S_{33}X_3 + S_{3i}X_i = \Delta_{30}$$
$$S_{i1}X_1 + S_{i2}X_2 + S_{i3}X_3 + S_{ii}X_i = \Delta_{i0}$$

Ecuación 5.15

Este sistema puede ser expresado matricialmente a través de la *"Ecuación Matricial de Interacción" (EMI)*:

$$[S_{ij}] \bullet [X_i] = [\Delta_{io}]$$

Ecuación 5.16

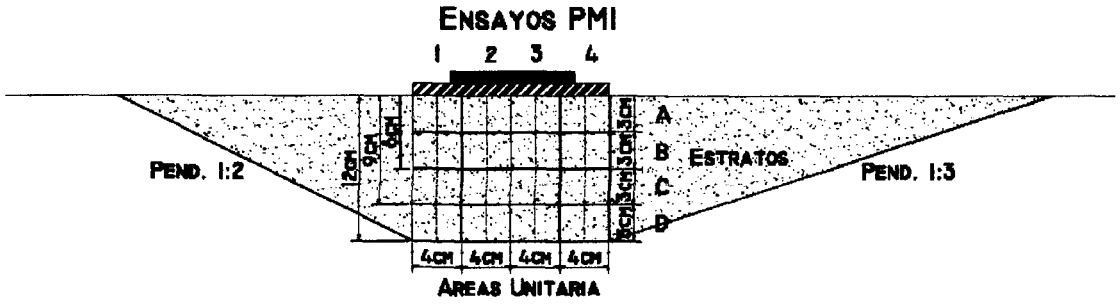
La matriz de coeficientes de los desplazamientos unitarios es simétrica, dado que $S_{ji} = S_{ij}$ según el Teorema de Maxwell.

5.5 Aspectos relevantes de la aplicación del modelo analítico al modelo físico

Como describió en el capítulo anterior, en el modelo físico solamente se encuentra un estrato de suelo deformable correspondiente al relleno de material colapsable. Sin embargo, para fines de aplicación del modelo y dada la geometría del relleno, se establece una subdivisión del suelo en cuatro estratos, cuyas características son las mismas.

Para los ensayos PM1, todo el medio soportante está conformado por material deformable, siendo simétrica la configuración del modelo. La estratificación para los ensayos PM1 queda determinada por la figura siguiente.

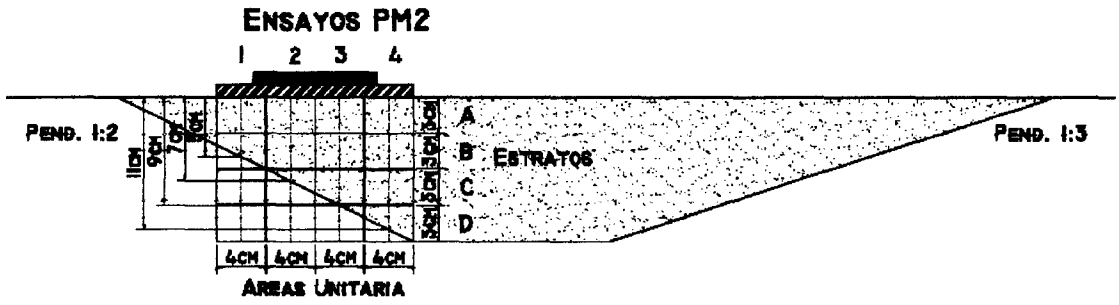
Figura 5.5: Modelo analítico de los ensayos PM1.



Fuente: el autor.

Los ensayos PM2 presentan la variante de la pendiente 1:2 en el contacto estrato deformable, estrato rígido. Dada la configuración mostrada en la figura 5.6, la deformación volumétrica de dicho estrato rígido debe considerarse nula, por lo que su entrada en el modelo así lo debe reflejar.

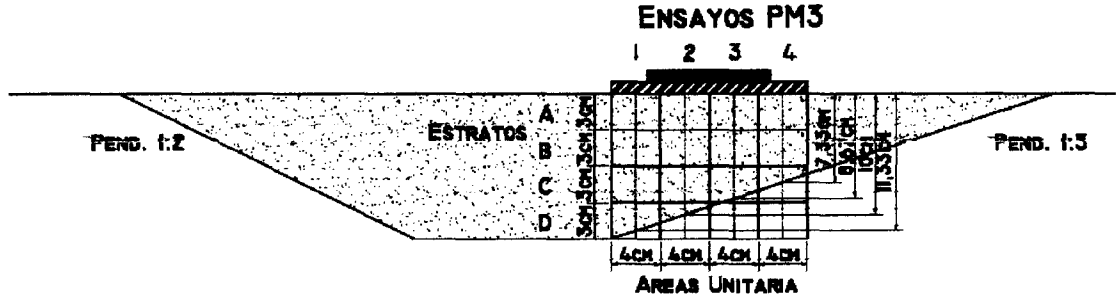
Figura 5.6: Modelo analítico de los ensayos PM2.



Fuente: el autor.

Los ensayos PM3 son similares a los ensayos PM2, siendo su única diferencia, la pendiente del contacto, presentándose menor para las primeras pruebas (PM3). La configuración de los estratos de estos ensayos se muestra en la figura 5.7.

Figura 5.7: Modelo analítico de los ensayos PM3.

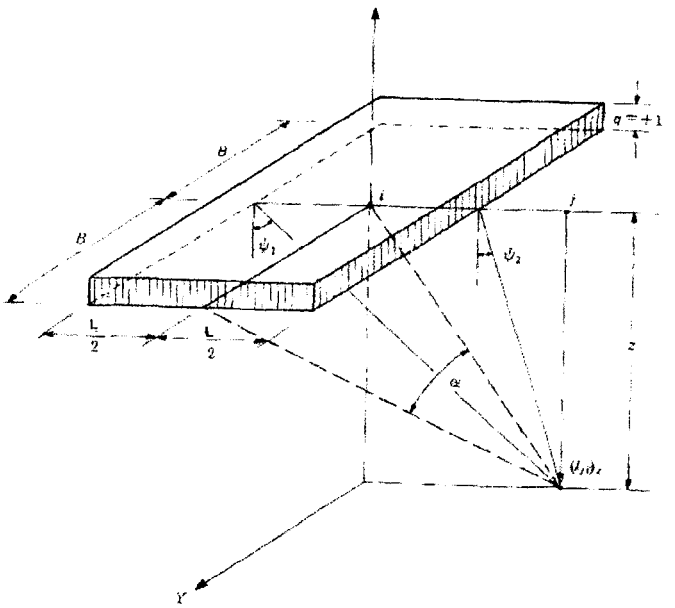


Fuente: el autor.

Un aspecto que se debe destacar en este apartado, es la obtención de los Factores de Influencia del modelo. Para tal cálculo, y basados en la consideración de un suelo homogéneo e isótropo, los factores de influencia corresponden a la solución de Boussinesq, la cual se resume en la figura siguiente.

De un proceso de observación de los esquemas mostrados anteriormente, se resalta el efecto que tiene una frontera (en este caso el estrato indeformable), en la distribución de los esfuerzos en la masa del suelo.

Figura 5.8: Esfuerzo vertical en un punto debido a un área uniformemente cargada. Factores de cálculo de la Matriz de Influencia.



Fuente: Zeevaert, 1980.

La figura anterior muestra los factores inmersos en el cálculo de la matriz de influencia del modelo analítico. Por tanto, a partir de la figura 5.8 se calcula el factor de influencia como:

$$I_{ji} = \frac{3}{2\pi}\left(sen\alpha - \frac{sen^3\alpha}{3} \right)\left[(\Psi_1 - \Psi_2) + sen(\Psi_1 - \Psi_2)\cos(\Psi_1 + \Psi_2) \right] \quad \text{Ecuación 5.17}$$

Para la ecuación 5.17, se tiene que los argumentos angulares se definen como:

$$\alpha = \tan^{-1}\frac{B}{\sqrt{x^2 + z^2}} \quad \text{Ecuación 5.18}$$

$$\Psi_1 = \tan^{-1}\frac{x + L/2}{z}$$

$$\Psi_2 = \tan^{-1}\frac{x - L/2}{z}$$

Los cálculos correspondientes de los factores de influencia y de la Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA) y la Ecuación Matricial de Interacción (EMI), se muestran detalladamente en el Anexo G.

Capítulo 6

Análisis de Resultados

6.1 Análisis de los resultados de los ensayos en el modelo físico

6.1.1 Análisis de asentamientos elásticos

Tal y como se indicó anteriormente, en los ensayos realizados en el modelo físico, se buscó una constante de las variables inmersas en el fenómeno de asentamientos. Sin embargo, considerando la heterogeneidad de la masa de suelo, mantener dicha constancia en lo que a la magnitud de dichas variables se refiere, es de gran complejidad. Por tanto, y con el objetivo de realizar un análisis exacto del fenómeno de deformaciones del medio soportante en el modelo físico, las variables de mayor relevancia en lo que respecta a asentamientos elásticos y a asentamientos por colapso del suelo, se mantuvieron monitoreadas durante la ejecución de la prueba.

En lo referente a los asentamientos elásticos del suelo, la variable del Módulo de Elasticidad (E_s) adquiere gran importancia. La magnitud de dicho parámetro, determina en gran medida, los asentamientos potenciales que pueda sufrir una estructura debido a la deformación elástica del medio soportante. Cabe resaltar que esta afirmación es una premisa, pues es bien sabido que el comportamiento del suelo como material estructural no es del todo elástico, presentando de igual manera, una componente plástica. La determinación de su magnitud, en el marco del modelo físico, tiene como base la adaptación del ensayo de placa de carga (ASTM D 1194) realizado y aplicado en el modelo.

Las curvas de esfuerzo – deformación del suelo definen el comportamiento elástico del material y constituyen la base para la estimación del Módulo de Elasticidad del material. Estas se adjuntan en el anexo E para los distintos ensayos realizados.

La columna tres del cuadro 6.1, presenta el valor del Módulo de Elasticidad del suelo para los distintos ensayos realizados. Como se puede observar, el rango de valores obtenidos es un poco amplio (entre 4300 kg/m^2 y los 38800 kg/m^2), lo que demuestra la heterogeneidad en la masa del relleno en las distintas pruebas realizadas. Este punto en particular, representa adecuadamente lo que sucede en la construcción de rellenos sin el control geotécnico respectivo.

Cuadro 6.1: Asentamientos Elásticos registrados en el modelo físico.

Ensayo	*$\%W_{inicial}$*	*E_s (kg/m²)*	*Asentamiento Elástico (mm)*	*Distorsión Angular (Asentamiento elástico)*
PM1 - A	48,56%	19100	0,6098	1/295
			1,1532	
PM1 - B	50,71%	26300	0,7596	1/605
			0,4950	
PM1 - C	22,62%	27800	0,8646	1/395
			0,4593	
PM2 - A	47,46%	19100	0,3039	1/300
			0,8387	
PM2 - B	55,90%	8400	0,7546	1/172
			1,6829	
PM2 - C	22,82%	20500	0,3396	1/610
			0,6020	
PM3 - A	53,82%	15000	0,9516	1/700
			0,7235	
PM3 - B	56,73%	4300	1,2396	1/550
			0,9482	
PM3 - C	37,28%	38800	0,4433	1/980
			0,2799	

Fuente: el autor.

La columna correspondiente a la magnitud del asentamiento, presenta dos valores en función de los extremos de la placa de hierro negro utilizada en el modelo de la estructura de cimentación. La diferencia entre estos valores se analizará en apartados consecuentes, dado la complejidad y la importancia de este fenómeno denominado distorsión angular.

En congruencia con lo establecido por la Ley de Hooke, la cual describe el comportamiento elástico de los materiales, los asentamientos elásticos de mayor magnitud se presentaron para los valores del Módulo de Elasticidad menores, obtenidos en los ensayos B, donde el porcentaje de humedad del material era mayor (entre un 54% y un 56%), a excepción del ensayo PM1 - B.

De igual manera, los asentamientos menores se registraron para los Módulos de Elasticidad mayores, valores correspondientes a los ensayos cuya nomenclatura está determinada por la letra C, correspondientes a los ensayos con menor porcentaje de humedad inicial, demostrando la relación del grado de saturación del material y sus propiedades elásticas.

Cabe destacar, que se presentan pequeñas distorsiones angulares en los ensayos PM2 y PM3, lo que resalta la influencia de la geometría del relleno.

En cuanto a la magnitud del Módulo de Elasticidad (E_s), los valores registrados son bajos, aspecto que denota un suelo no apto para cimentar estructuras civiles, dado su alto potencial de asentamientos. Un factor a considerar que justifica los valores bajos del Módulo de Elasticidad obtenidos, es la alta relación de vacíos que se puede presentar como consecuencia de un relleno mal construido.

Este hecho se confirmó en la ejecución de los ensayos. Precisamente durante la colocación del material, se observaba como consecuencia de un relleno mal construido, grandes vacíos inmersos en la masa del suelo y heterogeneidad del material.

Esto se puede observar en la fotografía 6.1, la cual muestra los vacíos formados durante la colocación del material en el modelo. Debe recordarse, que la simulación deseada es un relleno sin ningún tipo de compactación (práctica generalizada en el país), la cual no resulta adecuada y constituye una importante fuente de asentamientos de estructuras.

Fotografía 6.1: Vacíos en la estructura del suelo, ensayo PM1 – A.

Se infiere, que la deformación elástica del material tiene como origen un reacomodo de las partículas y por ende de la estructura del suelo, ocasionando una disminución (no muy apreciable debido al rango de carga en que se trabajó) de los vacíos del relleno, aspecto válido dado que el material busca una estructura más estable.

6.1.2 Análisis de asentamientos por colapso

Como se determina en el marco teórico de la presente investigación, el fenómeno de colapso de suelos tiene su origen en las propiedades del material y en la saturación de la masa.

Con el fin de controlar las variables inmersas en el fenómeno, se registró el porcentaje de humedad del material tanto inicial como final, dada la gran variabilidad que esta presenta, lo que ocasiona pequeñas diferencias entre cada prueba ejecutada.

Por otro lado, la carga estructural, variable de gran influencia en el colapso de suelos, se mantuvo constante en las pruebas realizadas. A su vez, la colocación del material en condiciones sueltas conlleva a una densidad constante entre ensayos, sin embargo se considera que la magnitud de esta variable puede generar pequeños cambios despreciables.

Tal y como se desprende del análisis anterior correspondiente con los asentamientos elásticos, estos inducen en el suelo una nueva estructura, dada la disminución de vacíos como resultado del reacomodo de partículas ante la acción de una carga externa. Esta nueva estructura tiene a su favor una fuerza de succión que contribuye a soportar la carga estructural aplicada.

El origen de los asentamientos por colapso está en la desaparición de esta presión de poro negativa por acción de la saturación, eliminando el menisco de agua.

A través del modelo físico, cualitativamente se registró la disminución de los vacíos, producto de la eliminación de la succión con el avance del frente de saturación, lo que conlleva a un asentamiento adicional de la estructura.

La fotografía 6.2, ilustra la reducción de los vacíos como consecuencia del avance del frente de saturación.

Para los ensayos tipo A y B, se presentó un porcentaje de humedad entre el 45% y el 55%, dándose para estos valores, asentamientos por colapso de 2mm a 6mm, marcando el porcentaje de colapso entre un 2% y hasta un 5.95%; valor relativamente alto y congruente con lo esperado a partir de los ensayos de caracterización del material colapsable expuestos en capítulos anteriores.

Fotografía 6.2: Reducción de vacíos con el avance del frente de saturación.

Cabe mencionar, que a través del modelo físico, se logró ilustrar el efecto del contenido de humedad en el fenómeno de colapso, dado que, para los ensayos tipo C el contenido de humedad del material fue relativamente bajo (22% aproximadamente). Se obtuvieron los asentamientos de menor magnitud y por ende, los porcentajes de colapso más bajos, entre un 1% y un 1.5%, valores cercanos al estimado en los ensayos ASTM D 5333 (2.6%).

El cuadro 6.2, resume los resultados obtenidos del monitoreo de los asentamientos en el modelo físico y adicionalmente, como control de este, muestra los valores de porcentaje de humedad registrados tanto antes como posterior a la prueba. En términos generales, el porcentaje de humedad final del suelo se encontró en un rango entre el 95% y el 115%.

Este cuadro muestra dos registros de asentamientos, correspondientes a cada extremo de la placa de hierro negro en la sección transversal del modelo. La diferencia de sus magnitudes, da como resultado una distorsión angular producto de la rigidez de la estructura de cimentación y la geometría del relleno, aspectos que se analizarán más detalladamente en apartados posteriores.

Cuadro 6.2: Registro de asentamientos por colapso en las pruebas del modelo físico

Ensayo	*$\%W_{inicial}$*	*$\%W_{final}$*	*Asentamiento Colapso (mm)*	*% Colapso*	*Distorsión Angular por Colapso*
PM1 - A	48,56%	114,42%	2,9833	2,49%	1/832
			3,1758	2,65%	
PM1 - B	50,71%	96,06%	3,4148	2,85%	1/390
			3,0037	2,50%	
PM1 - C	22,62%	91,25%	0,7547	0,63%	1/625
			0,4986	0,42%	
PM2 - A	47,46%	98,52%	0,7023	1,76%	1/116
			2,0820	1,74%	
PM2 - B	55,90%	107,08%	3,6089	9,02%	1/45
			7,1449	5,95%	
PM2 - C	22,82%	97,12%	0,3197	0,80%	1/214
			1,0685	0,89%	
PM3 - A	53,82%	111,15%	6,8334	5,69%	1/52
			3,7651	5,64%	
PM3 - B	56,73%	118,14%	3,4984	2,92%	1/210
			2,7350	4,10%	
PM3 - C	37,28%	92,77%	0,8215	0,68%	1/1720
			0,9146	1,37%	

Fuente: el autor.

Al analizar el cuadro de asentamientos por colapso, se presentan pequeñas distorsiones angulares para los ensayos PM1 en contraposición con el análisis teórico, sin embargo, estos resultan ser mínimos y en términos generales, despreciables desde el punto de vista práctico, dadas posibles irregularidades en la superficie del modelo. Los ensayos PM2, dada su fuerte pendiente, presentan mayores distorsiones angulares que los ensayos PM3, lo que demuestra la influencia de la geometría del relleno en los posibles asentamientos. Estas distorsiones se incrementan al analizar los asentamientos totales.

A partir del asentamiento elástico y el asentamiento por colapso, se calcularon los asentamientos totales, presentados más adelante en el presente capítulo.

6.1.3 Análisis de las curvas de colapso

Con el objetivo de entrar en un análisis más detallado del colapso del suelo en el modelo físico, se construyeron las curvas de colapso del material para cada ensayo realizado. Estas curvas muestran los resultados del monitoreo del modelo durante el proceso de colapso, determinando el asentamiento por colapso en función del tiempo.

Cabe recordar que se utilizaron cuatro deformímetros para registrar la deformación. Estos se ubicaron en cada esquina de la placa, por lo se trazó la curva de colapso para cada uno de los instrumentos.

El análisis de estas curvas, determina que el fenómeno de colapso en el suelo, se produce durante los primeros instantes de la saturación del suelo, debido a la desaparición casi instantánea de la fuerza de succión entre las partículas.

La forma que presentan estas curvas está determinada en espacio y tiempo por la acción del frente de saturación que se registró en el modelo. Si se analiza y compara la forma que se obtuvo para estas curvas en los ensayos ASTM D 5333, las gráficas determinadas para el modelo físico presentan una pequeña diferencia con respecto a estas, en función del tiempo y velocidad de saturación del suelo.

Se puede asegurar que, dadas las dimensiones de la pastilla utilizada en el ensayo ASTM D 5333, la saturación del suelo es prácticamente instantánea, producto del efecto de la piedra porosa y la poca cantidad de agua que se requiere para su saturación, lo que conlleva a un único frente de saturación, cuya acción es rápida y directa en virtud de lo antes planteado. Esto conlleva a un colapso inmediato de la pastilla, afirmación fundamentada en los registros de deformación del ensayo, donde se aprecia la tasa de asentamiento mayor en los primeros segundos de la prueba.

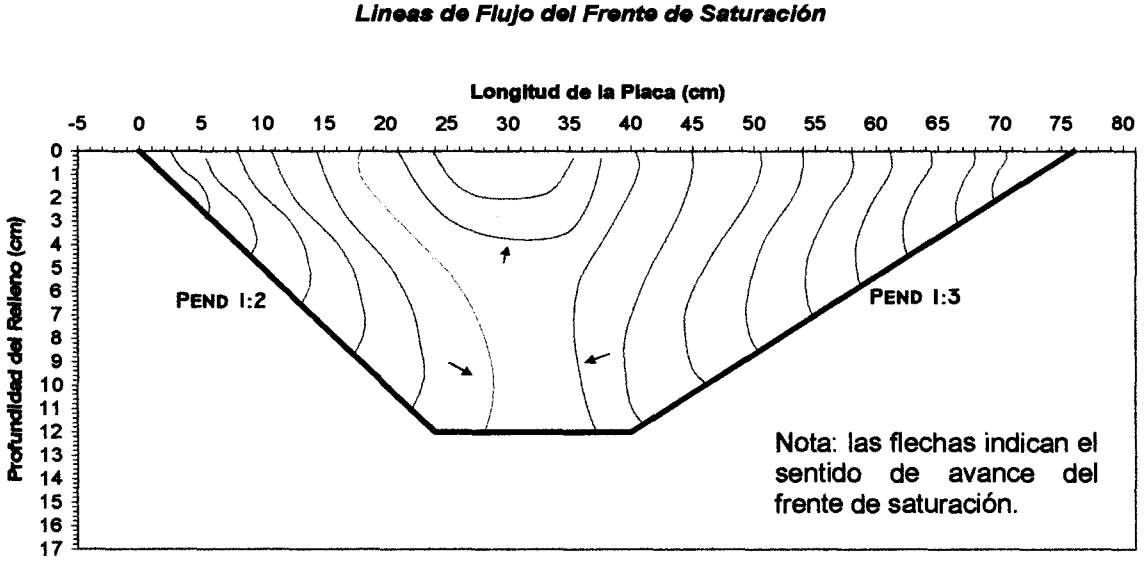
Tal y como se explica en capítulos anteriores, la saturación del suelo en el modelo físico está marcada por la acción de dos frentes de saturación independientes y alejados de lo que constituye el corazón de la prueba.

Por tanto, cada frente de saturación avanza en direcciones opuestas y dada la alta permeabilidad vertical del suelo, la infiltración conlleva a una saturación inicial de la parte inferior del estrato. Por otra parte, el avance horizontal del frente de saturación es distinto al presente en los ensayos de la pastilla.

Adicionalmente, producto del proceso constructivo del modelo físico, este presenta un desnivel en el sentido transversal, por lo que esta pendiente influye en el flujo de agua dentro del relleno, ocasionando una saturación inicial del extremo a favor de la pendiente y por último del extremo contra la pendiente. Estos aspectos explican la forma del primer tramo de las curvas de colapso para el modelo físico, pues se registran asentamientos mínimos producto del avance del frente de saturación en el relleno.

Una vez que el frente de saturación logra alcanzar la zona de influencia directa de la placa de cimentación, el colapso es inmediato, determinando el segundo tramo de las curvas, cuya forma guarda mucha similitud a las curvas de colapso ASTM D 5333. El esquema de las líneas de flujo del frente de saturación mostrado en la figura 6.3, ayuda a comprender el fenómeno antes descrito.

Figura 6.1: Líneas de flujo correspondientes al avance del frente de saturación.



Fuente: el autor.

Una vez que el suelo se encuentra saturado, inicia una etapa de estabilización, marcada por una nueva estructura intergranular de mayor estabilidad. Estos aspectos detallados contienen intrínsicamente lo que sucede en la naturaleza, pues en términos generales, a excepción de eventos extremos, las principales causas de la saturación de suelos son la infiltración por precipitación, los ascensos del nivel freático o posibles rupturas de tuberías instaladas dentro del suelo, las cuales no producen una saturación inmediata del medio.

Seguidamente, se presentan las curvas de colapso de los ensayos PM1.

Figura 6.2: Curva de Colapso, Ensayo PM1 - A

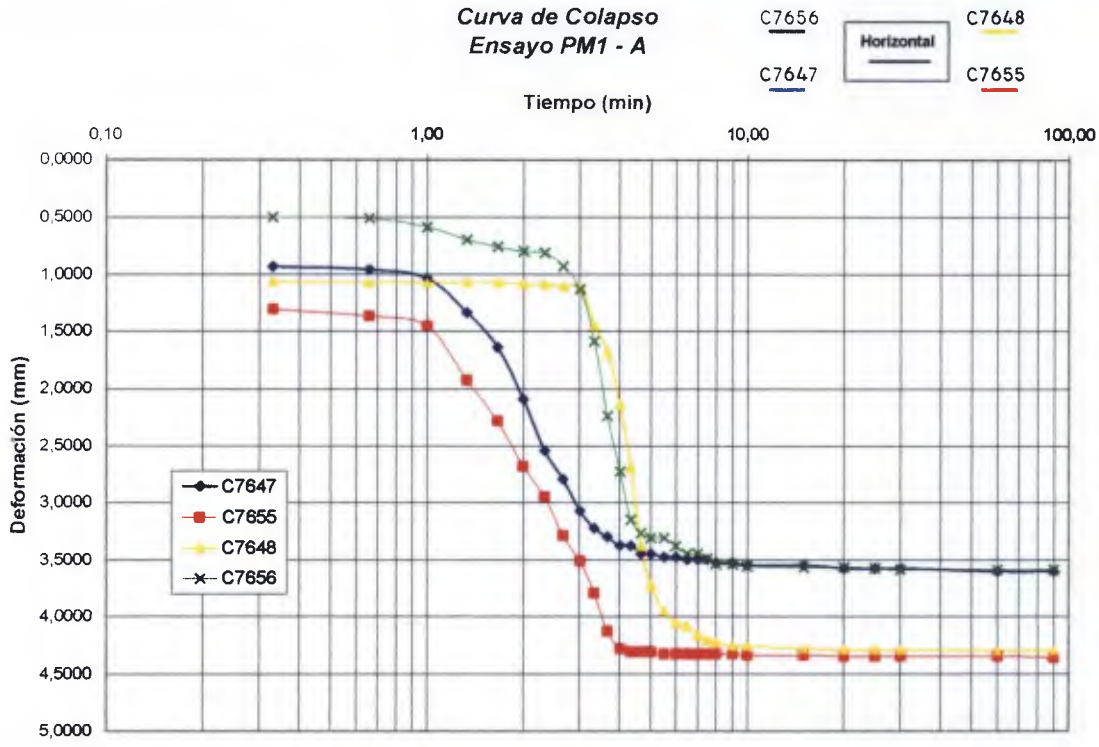


Figura 6.3: Curva de Colapso, Ensayo PM1 - B

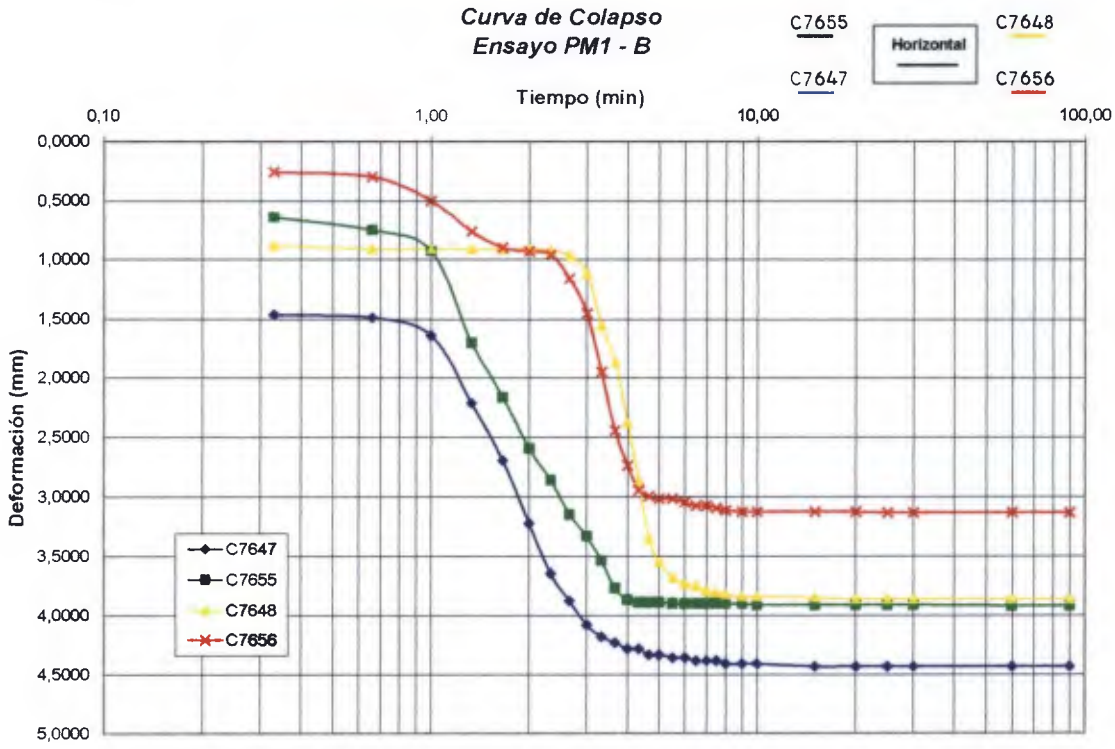
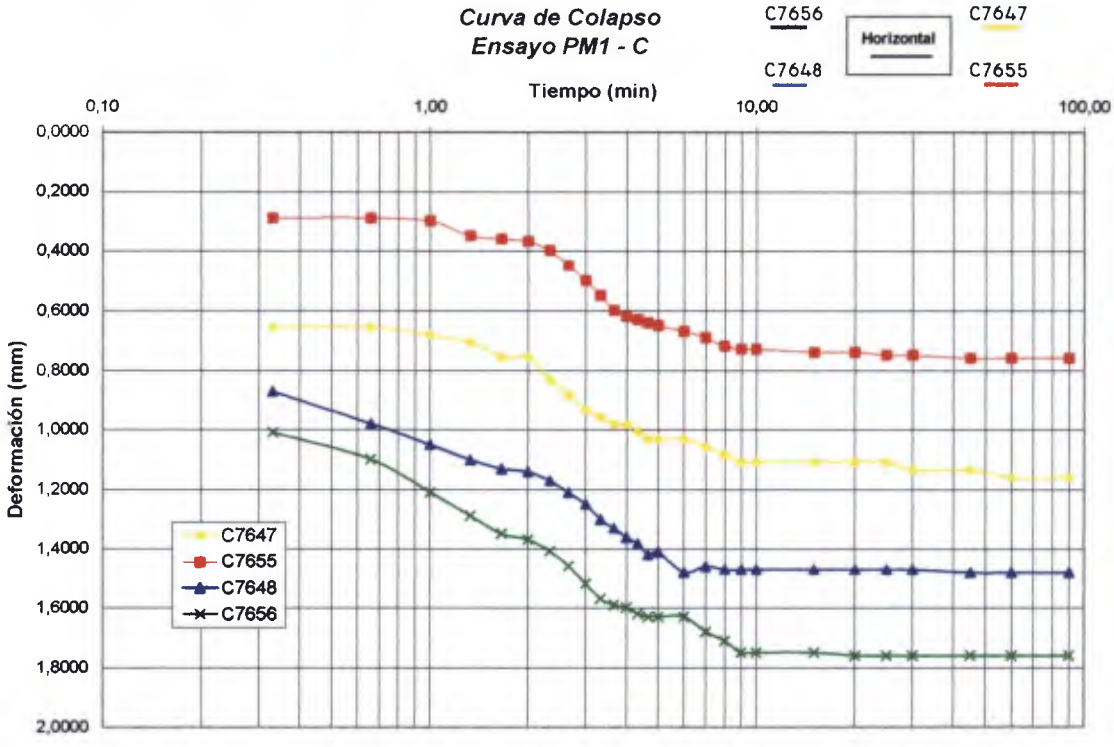


Figura 6.4: Curva de Colapso, Ensayo PM1 - C



Cabe aclarar, que la ubicación de los deformímetros en los distintos ensayos realizados, no es la misma, sin embargo, para facilitar el análisis de estas curvas, la escala de colores utilizada es idéntica para todos los casos en función de la esquina en mención.

Un comportamiento teórico esperado de estas tres primeras curvas de colapso, correspondientes a los ensayos PM1, resultaría en curvas totalmente homogéneas para los cuatro puntos monitoreados.

Sin embargo, experimentalmente, se registran pequeños asentamientos diferenciales en la placa de hierro negro producto de una distorsión angular de la misma en función de las irregularidades de la superficie del modelo, las cuales son totalmente despreciables tal y como se analizará más adelante en el presente capítulo.

A continuación, se presentan las curvas de colapso para los ensayos PM2, cuya principal particularidad, es la pendiente 1:2 del contacto entre el relleno y el modelo (estrato rígido), lo cual constituye una fuente de deformaciones diferenciales y por ende de distorsiones angulares, aspecto analizado más adelante.

Figura 6.5: Curva de Colapso, Ensayo PM2 – A.

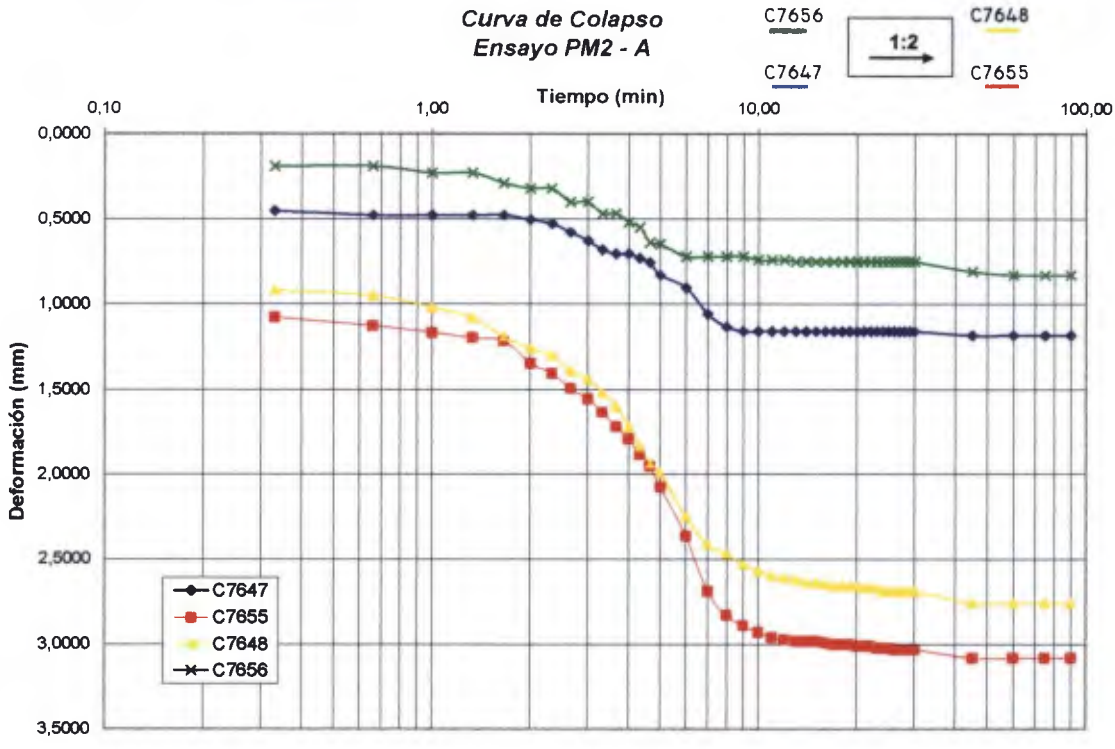


Figura 6.6: Curva de Colapso, Ensayo PM2 - B

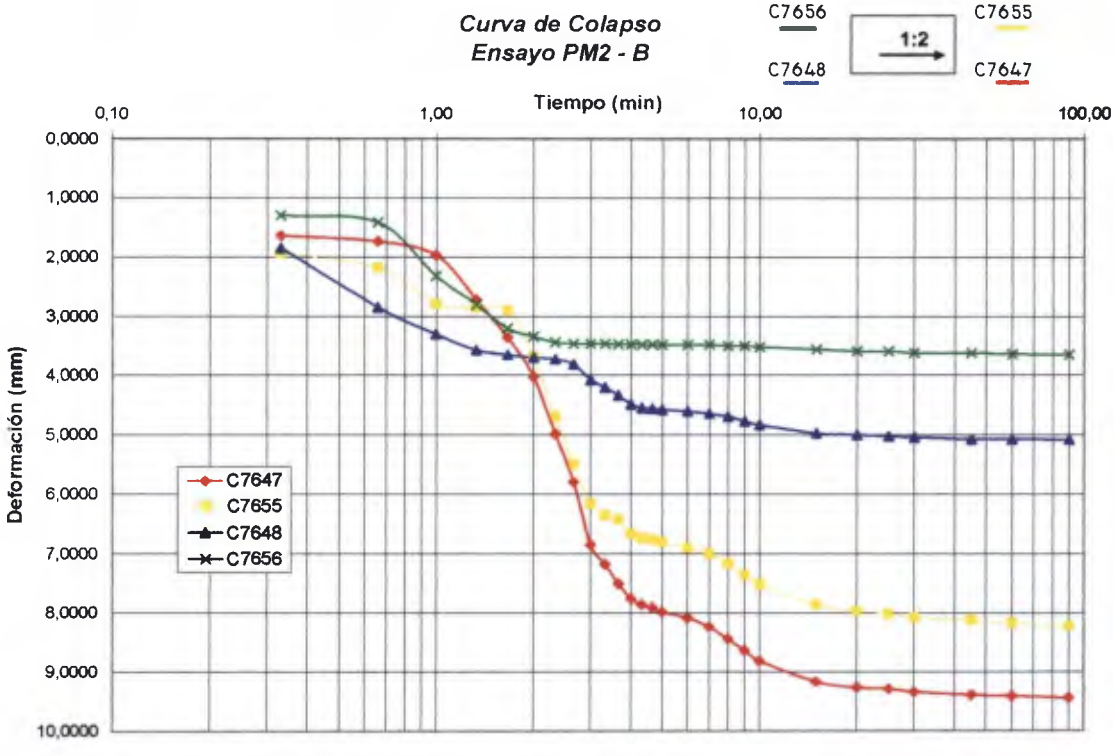
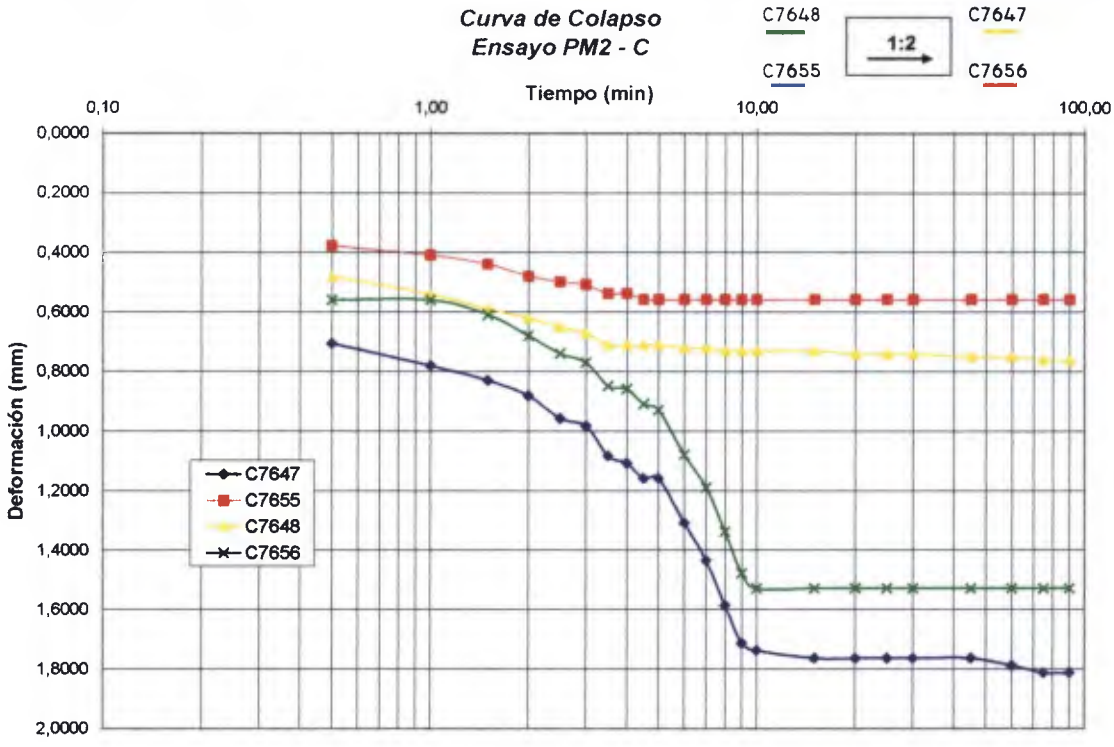


Figura 6.7: Curva de Colapso, Ensayo PM2 - C



Teóricamente, se esperarían pares de curvas de colapso homogéneas, en función de la profundidad de relleno sobre el extremo de la place de hierro negro.

Este aspecto, denota la diferencia entre el asentamiento de cada par de deformímetros, fenómeno totalmente acorde con el marco teórico de la presente investigación.

Como se deduce del análisis de estas curvas, se presentan mínimas diferencias de asentamientos entre las esquinas de cada extremo de la placa, nuevamente justificadas por irregularidades de la superficie del modelo y que para efectos de la investigación no son críticas.

Por último, se exponen las curvas de colapso de las pruebas PM3, donde la pendiente del contacto es de 1:3, de menor magnitud que los ensayos PM2, pero que generan un efecto similar en lo que al comportamiento de la estructura de cimentación se refiere. Cabe destacar, que la magnitud del fenómeno de distorsión debe ser menor.

Figura 6.8: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - A

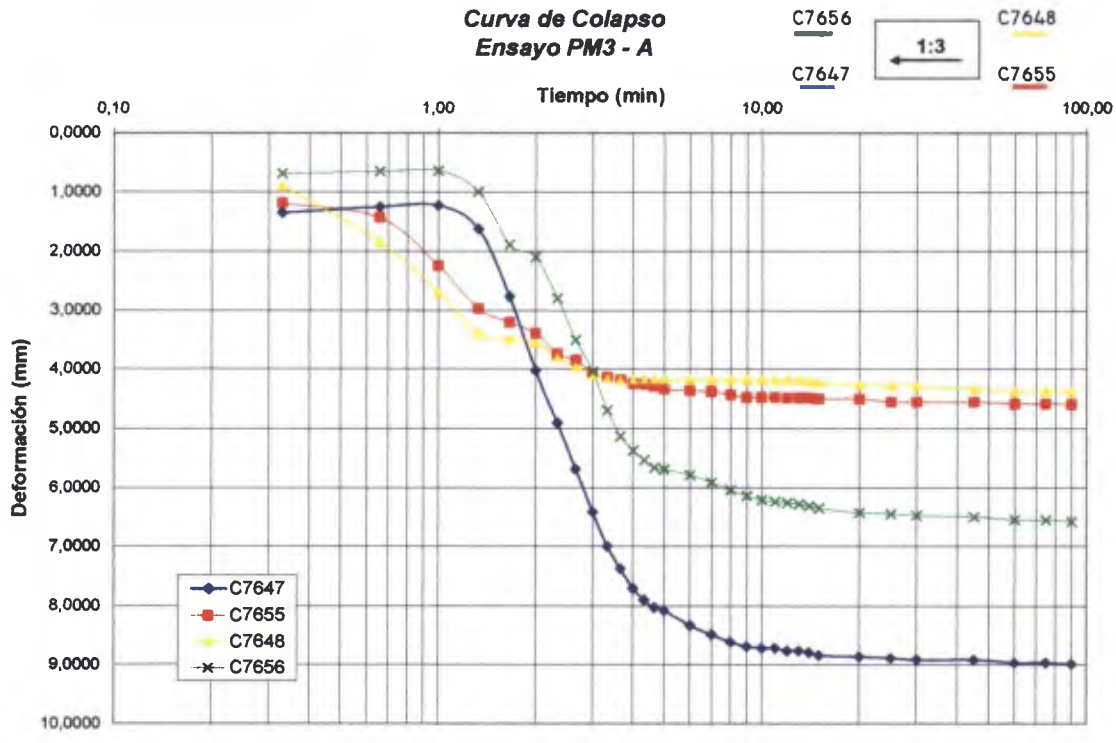


Figura 6.9: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - B

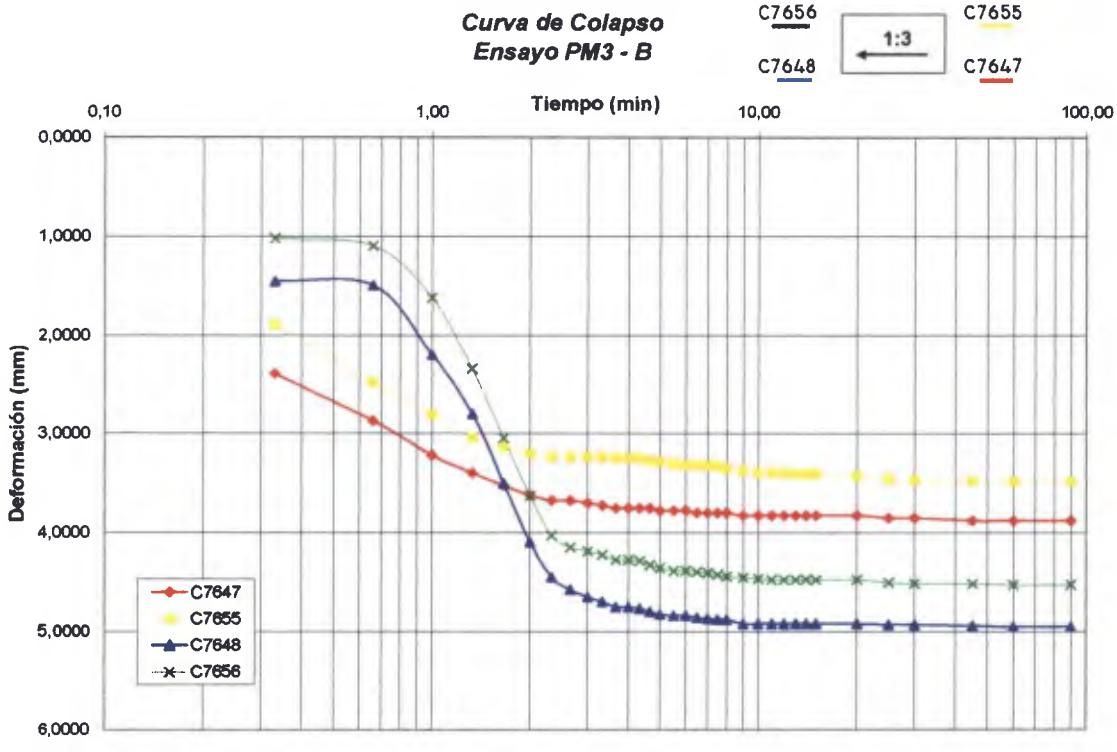
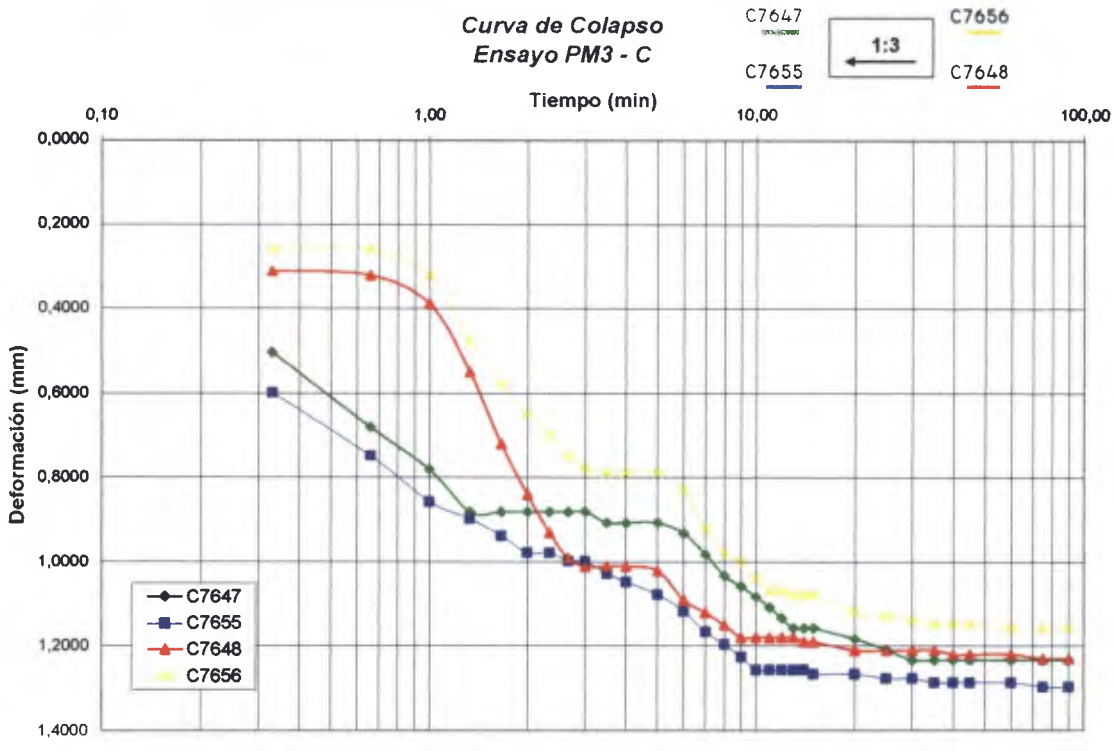


Figura 6.10: Curva de Colapso, Ensayo PM3 - C



En virtud de una pendiente menor a los ensayos PM2, las deformaciones diferenciales registradas en estas curvas son menores, por lo que la distorsión es menor.

Las curvas de colapso del ensayo PM3 - A, denotan la pendiente del modelo físico en su sentido longitudinal, la cual ocasiona una diferencia en la magnitud del asentamiento en las esquina de cada extremo de la placa.

Tal y como se puede acotar de la curva correspondiente al ensayo PM3 – C, esta prueba presenta datos alejados de la realidad y del comportamiento documentado en las pruebas anteriores, aspecto que se determina a partir de la uniformidad de la curvas de colapso obtenidas.

De acuerdo con el marco teórico de la presente investigación, un suelo que ya colapsó, y que producto de un movimiento de tierras vuelve a ser colocado como relleno, presenta nuevamente un potencial de colapso independiente de procesos anteriores semejantes. Sin embargo, cabe cuestionarse si al someter un suelo ya colapsado a un proceso de desecación, las características del material mejora, es decir su potencial de asentamientos disminuye.

Es importante destacar que por problemas con la disponibilidad del material utilizado en los ensayos, para las pruebas tipo C se utilizó suelo ya colapsado, el cual fue secado al aire a fin de retornarlo a condiciones aptas para el desarrollo de la prueba. Por tanto, al analizar los resultados obtenidos, el margen de error y la exactitud de estos ensayos decrecen.

Adicionalmente, el porcentaje de humedad inicial de estas pruebas era relativamente bajo (28% aproximadamente), por lo que la fuerza de succión en el suelo es mínima, dando como consecuencia una disminución notable en el potencial de colapso del material.

6.1.4 Análisis de los ciclos de descarga y recarga

Tal y como se expuso en el marco teórico, los asentamientos de origen elástico y por colapso, son producto de la deformación volumétrica de los distintos estratos que componen el medio soportante. Sin embargo, existe una diferencia fundamental en la naturaleza de estos asentamientos.

Teóricamente, el suelo como material estructural tiene la capacidad de recuperación de los asentamientos elásticos una vez que es descargado.

Esta afirmación debe ser corregida, dado que en función de la componente plástica en el comportamiento mecánico de los suelos, generalmente estos presentan una deformación residual. Claro está que una excepción al punto anterior son los suelos expansivos.

Por otro lado, de acuerdo al marco teórico de la presente investigación, se considera que las deformaciones por el colapso del suelo son de carácter plástico, es decir, irreversibles. Este aspecto conlleva a una deformación permanente, la cual se caracteriza por proporcional al suelo una estructura más estable.

A continuación se muestran las curvas de carga, descarga y recarga del material determinadas en el modelo físico de asentamientos.

Figura 6.11: Ciclo de Descarga y Recarga, Ensayo PM1 – B.

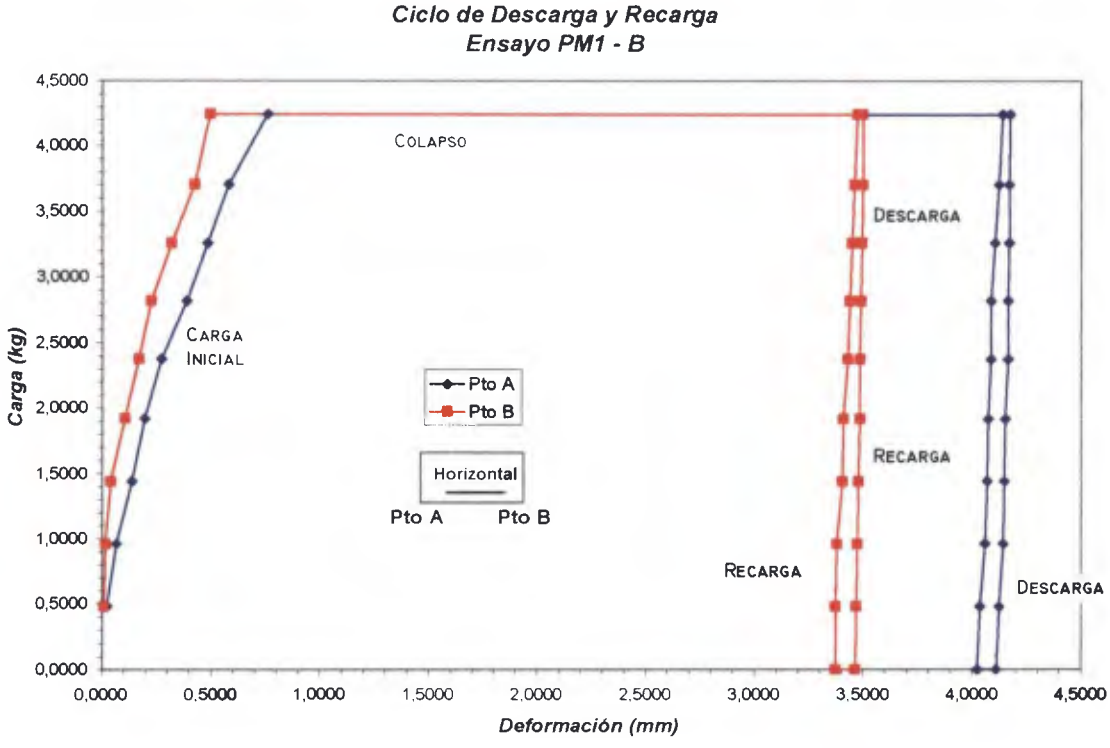


Figura 6.12: Ciclo de Descarga y Recarga, Ensayo PM2 – B.

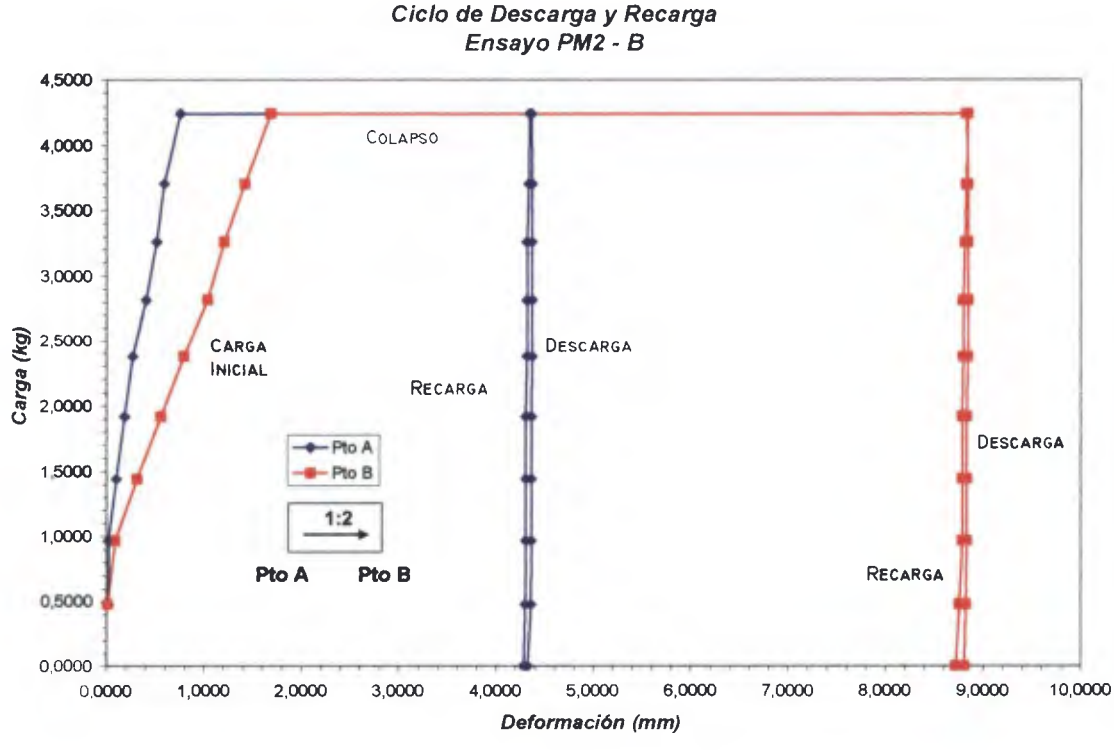
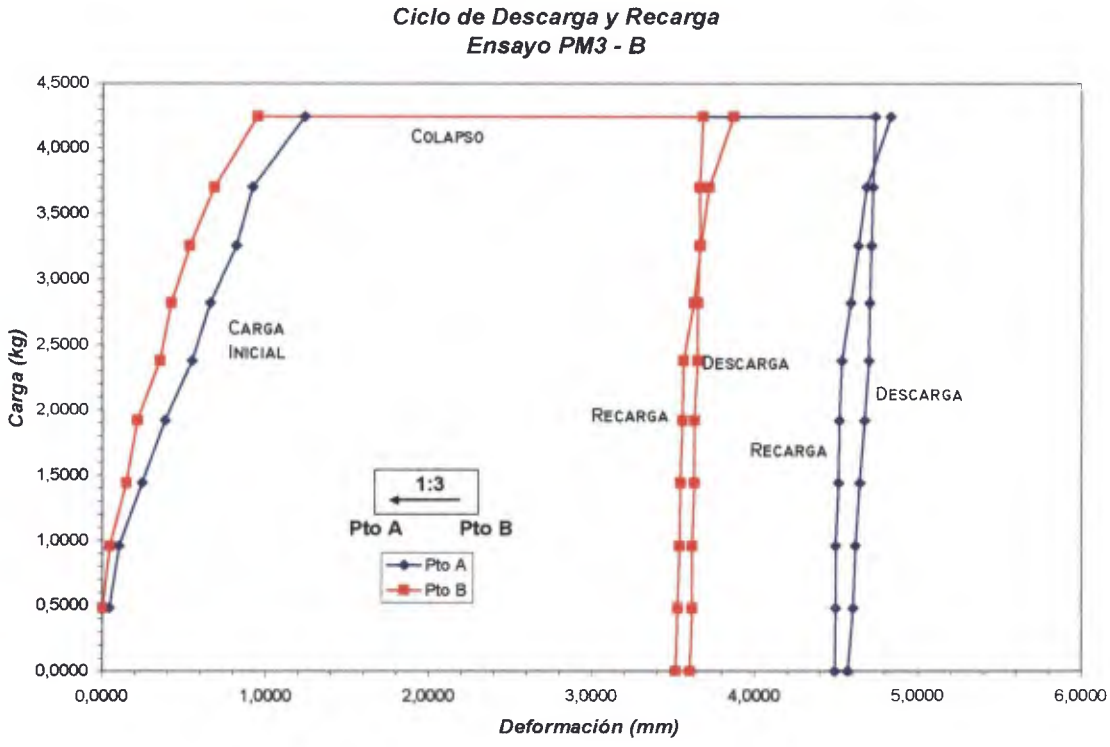


Figura 6.13: Ciclo de Descarga y Recarga, Ensayo PM3 – B.



Analizando los asentamientos por colapso, la deformación volumétrica que se presenta es de carácter permanente y plástica, lo que explica los resultados de las curvas anteriores, donde se tiene un proceso de descarga posterior al colapso que da como resultado, una significante deformación residual del material.

El proceso de descarga se realizó inverso al proceso de carga, es decir, eliminando incrementos de carga respectivos. Al final, se dejó al material estabilizarse por veinticuatro horas aproximadamente, para iniciar el proceso de recarga.

Dada la nueva estructura del suelo, la cual resulta más estable, el asentamiento debido a la recarga es mínimo. Consecuentemente, se ilustra la naturaleza plástica de las deformaciones por colapso. Es de importancia considerar que la recarga del material de dio sin una restauración del material, pues la su porcentaje de humedad era alto y por ende el suelo aún estaba saturado.

Por tanto, este comportamiento debe analizarse con más detalle a partir de un proceso de secado del suelo una vez que colapse y recargar el medio con una restauración del material. Ante este hecho, teóricamente el potencial de colapso disminuiría considerablemente, dada la estructura más estable del suelo.

6.1.5 Análisis de asentamientos totales y distorsiones angulares

En los apartados anteriores, se analizó el origen de los asentamientos registrados, tanto elásticos como por colapso, cuya adición genera asentamientos totales en la estructura. Se debe resaltar, que la componente del asentamiento total debido al colapso del suelo, es mucho mayor que la componente de deformación elástica del material.

El diferencial del asentamiento total registrado en los ensayos experimentales del modelo físico, trae como consecuencia distorsiones angulares, las cuales tiene su origen en virtud de la rigidez de la estructura de cimentación, aspecto que no permite asentamientos diferenciales como tales. Además, estas distorsiones angulares se deben a la influencia de la geometría del relleno, la cual determina diferencias de espesores que ocasionan las deformaciones diferenciales del suelo.

El cuadro 6.3 resume los asentamientos totales registrados en el modelo físico y las distorsiones angulares correspondientes. Analizando la columna del asentamiento total, se destaca la deformación diferencial entre los extremos de la placa de hierro negro, los cuales determinan directamente la distorsión angular de la losa de cimentación.

Cuadro 6.3: Asentamientos totales registrados en el modelo físico y distorsiones angulares.

Ensayo	*Asentamiento Total (mm)*	*Distorsión Angular*
PM1 - A	3,5930	1/217
	4,3289	
PM1 - B	4,1744	1/235
	3,4987	
PM1 - C	1,6192	1/240
	0,9579	
PM2 - A	1,0062	1/85
	2,9207	
PM2 - B	4,3635	1/36
	8,8278	
PM2 - C	0,6593	1/158
	1,6704	
PM3 - A	7,7850	1/49
	4,4886	
PM3 - B	4,7380	1/152
	3,6832	
PM3 - C	1,2648	1/2276
	1,1945	

Fuente: el autor.

Teóricamente, para los ensayos PM1 donde el espesor del relleno es constante (12cm) en todo el medio, el asentamiento total resultante debería ser uniforme como resultado de la rigidez de la placa de hierro negro, y por ende, no se presentaría distorsión angular alguna.

No obstante, como se determinó del análisis de las curvas de colapso, la superficie del modelo físico presenta ciertas irregularidades, especialmente su pendiente longitudinal, lo que ocasionó pequeñas diferencias en los registros de asentamientos.

6.2 Análisis de los resultados del modelo analítico

El análisis que aquí se plantea tiene como marco conceptual la interacción de la estructura de cimentación con el suelo, a partir de cargas estáticas verticales en fundaciones superficiales.

En virtud de los parámetros de entrada en el análisis correspondiente (E_s y Potencial de Colapso), la precisión de los resultados de cálculo obtenidos, queda determinada principalmente, por la obtención de las propiedades de esfuerzo-deformación-tiempo, donde se buscó una representatividad a partir de la adaptación del ensayo de placa de carga en el modelo físico y las pruebas de colapso ASTM D 5333 realizadas en el laboratorio. Esto se puede asegurar, son muestras representativas de las condiciones simuladas en el modelo físico. Dado que la determinación de estas propiedades es aproximada, no se justifica un refinamiento en el cálculo.

Cabe destacar que los resultados de este análisis son considerados datos teóricos, dado que constituyen el único criterio de comparación para los resultados obtenidos en el modelo físico. No se debe olvidar, que en si mismo, el análisis es de carácter aproximado.

Para efectos de los cálculos del análisis, el relleno fue dividido en cuatro subestratos de 3cm de espesor y en cuatro áreas unitarias de 4cm de longitud en la losa de fundación, por lo que se trabajó con una matriz de interacción de 4 x 4. Esta división puede observarse gráficamente en el apartado 5.5 del presente informe.

Tal y como se indicó anteriormente, la principal entrada al análisis es la deformación volumétrica del estrato, obtenida a partir de la adaptación del ensayo de placa de carga en el modelo físico.

El punto crítico de la aplicación de esta metodología de análisis lo constituyó el contacto entre relleno y estrato rígido con pendientes variables (1:2 y 1:3). La solución a este aspecto se fundamentó en determinar un valor menor de deformación volumétrica para aquellas entradas de la matriz que presentaban este contacto. Este parámetro se calculó con base en la profundidad al centro del contacto en la cuadrícula correspondiente, dando como resultado una deformación volumétrica menor en congruencia con la acción del estrato rígido (indeformable). Por otro lado, a las entradas de la matriz donde el estrato es rígido, se les confirió una deformación volumétrica de cero, dado su carácter de indeformable.

Dado que se trata de una losa rígida de fundación, se supuso una distribución de carga perfecta, es decir, el total del área de la losa es cargada, por lo que se presentaba una condición de carga simétrica que simplifica el análisis correspondiente.

Otro aspecto a rescatar del análisis radica en que la Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA), considera en su cálculo, una cimentación totalmente flexible, por lo que de acuerdo con la metodología de Zeevaert (1980), este aspecto debe corregirse para cimentaciones rígidas, mediante una recta de mejor ajuste que determina la configuración de la deformada del suelo y la estructura de cimentación. Específicamente para una cimentación rígida, la flexibilidad de estas es totalmente despreciable en comparación con los desplazamientos verticales producidos por la deformación del suelo.

La parte correspondiente con los asentamientos por colapso, se fundamenta en las pruebas ASTM D 5333 realizadas en el laboratorio. A partir de estas pruebas se estimó el potencial de colapso del suelo.

El cuadro 6.4 resume los resultados obtenidos en el modelo analítico aplicado. Los cálculos que constituyen la base de este cuadro se muestran en el Anexo G del presente informe.

Se destaca que la columna correspondiente a la dirección, queda determinada por la pendiente del estrato rígido del modelo físico de asentamientos, en función del espesor variable del relleno de suelo colapsable.

Cuadro 6.4: Resultados del modelo analítico de asentamientos

Ensayo	E_s (kg/m^2)	Asentamiento Elástico (mm)[1]	Asentamiento Colapso (mm)[1]	Asentamiento Total (mm)[1]	% Colapso	Distorsión Angular	Dirección
PM1 - A	19100	0,6537	4,1040	4,7577	3,42%	0	—
		0,6537	4,1040	4,7577			
PM1 - B	26300	0,4747	4,1040	4,5787	3,42%	0	—
		0,4747	4,1040	4,5787			
PM1 - C	27800	0,4991	3,1200	3,6191	2,60%	0	—
		0,4991	3,1200	3,6191			
PM2 - A	19100	0,3971	1,4535	1,8506	3,42%	1/53	
		0,7871	4,0185	4,8056			
PM2 - B	8400	0,9053	1,4535	2,3588	3,42%	1/45	
		1,8053	4,0185	5,8238			
PM2 - C	20500	0,3706	1,1050	1,4756	2,60%	1/67	
		0,7306	3,0550	3,7856			
PM3 - A	15000	0,8774	4,0475	4,9249	3,42%	1/82	
		0,6824	2,3525	3,0349			
PM3 - B	4300	1,1282	4,0475	5,1757	3,42%	1/83	
		0,9032	2,3525	3,2557			
PM3 - C	38800	0,3390	3,0770	3,4160	2,60%	1/115	
		0,2640	1,7870	2,0510			

Fuente: el autor.

En congruencia con las propiedades elásticas del material, los mayores asentamientos elásticos se obtuvieron para los menores Módulos de Elasticidad. Por otro lado, dadas las características de colapso del material, el asentamiento por colapso es mucho mayor en magnitud que el asentamiento elástico.

Al analizar los asentamientos totales, compuestos por el asentamiento elástico y el asentamiento por colapso, el modelo analítico predice un asentamiento diferencial entre los extremos de la placa de hierro negro para los ensayos PM2 y PM3. Estos diferenciales conllevan a una distorsión angular de la losa, aspecto que se analiza más adelante en el presente capítulo.

En términos generales, tal y como se puede determinar del marco teórico, dada la fuerte pendiente en los ensayos PM2, la diferencia de asentamientos en los extremos fue más significativa, lo que se resume en una mayor distorsión angular que los ensayos PM3. Por otro lado, el modelo predice un asentamiento uniforme para los ensayos PM1, puesto que, el espesor de relleno en estas pruebas es constante.

[1] El registro de los asentamientos corresponde al promedio de las dos esquinas en el extremo de la losa cuyo espesor de relleno no presenta variación.

Además, se utilizaron las expresiones de la Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA) y la Ecuación Matricial de Interacción (EMI) para la determinación de los esfuerzos de contacto para los ensayos tipo A. Como era de esperarse, la solución correcta del problema de interacción de la estructura de cimentación y el suelo, considera la compatibilidad de los desplazamientos estimados para el suelo y la losa. Ambas ecuaciones y por ende el proceso de cálculo respectivo, queda relacionado por el módulo de cimentación para cada área unitaria considerada.

Cabe destacar, que debido a las condiciones invariantes entre los ensayos, la configuración de fuerza cortante y de momento flexionante, son idénticas para cada trío de ensayos. La única variación presente radica en la geometría del relleno.

Las figuras 6.14 y 6.15, resumen el cortante y los momentos que se producen en la losa de cimentación para los ensayos realizados en el modelo físico.

Estos valores se obtienen del proceso de iteración entre las ecuaciones EMA y EMI, relacionadas a través del valor del Módulo de Cimentación. Más específicamente, se obtienen de la distribución real de esfuerzos en la interacción suelo-estructura.

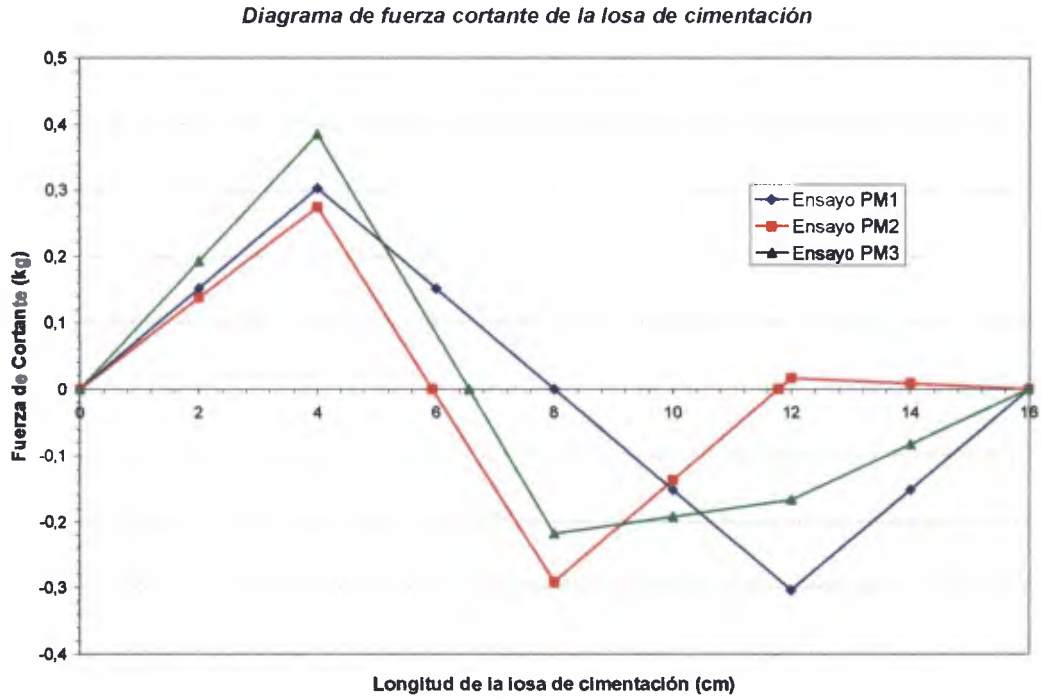
Al analizar el ensayo PM3, donde la pendiente del contacto estrato rígido – relleno aumento a 1:3, se observa una configuración del diagrama de cortante distinta al ensayo PM1, producto de los asentamientos distorsionados que se registraron en el medio soportante. Para el ensayo PM2 (pendiente 1:2), al determinarse asentamientos mayores, la configuración del cortante es aún más distinta al ensayo PM1.

La configuración simétrica de las pruebas PM1 da como resultado un diagrama de momentos simétrico, presentándose la zona de tensión en el extremo inferior de la losa en toda el área de esta.

Al aumentar la pendiente del contacto entre estratos, el ensayo PM3 presenta un diagrama de momentos con un máximo absoluto, donde toda la superficie inferior de la losa se encuentra bajo tensión y el diagrama deja de ser simétrico.

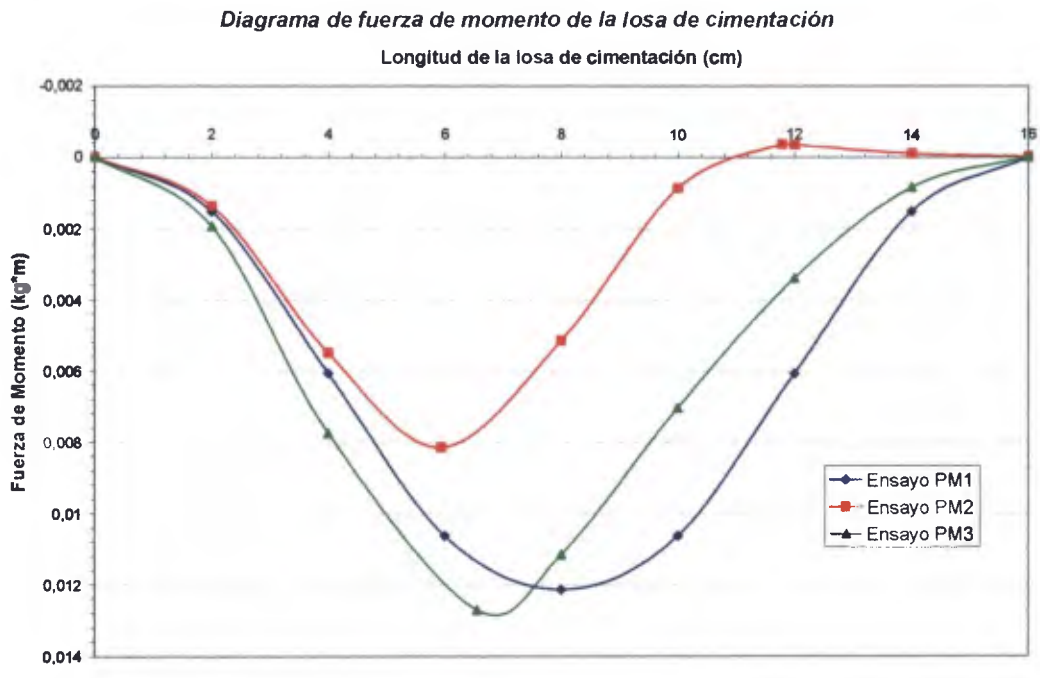
Para la prueba PM2, dada la fuerte pendiente presente (1:2), en la zona donde se registra los mayores asentamientos, se presenta un zona en tensión sobre la superficie superior de la losa, la cual en magnitud, resulta mínima. Sin embargo, esta configuración se presenta únicamente para este tipo de ensayos.

Figura 6.14: Diagrama cortante de la losa de cimentación de acuerdo al modelo analítico.



Fuente: el autor.

Figura 6.15: Diagrama momentos de la losa de cimentación de acuerdo al modelo analítico.



Fuente: el autor.

6.3 Análisis comparativo del modelo físico y el modelo analítico

Tal y como se ha indicado en apartados anteriores, los modelos físicos representan un mecanismo de validación y demostración de modelos analíticos y una fuente potencial de conocimientos a través de la experimentación.

La buena aplicación de un modelo físico, involucra una calibración del mismo, con el fin de lograr la precisión y la exactitud en la representación de un fenómeno físico determinado, para este caso específico el fenómeno de asentamientos en suelos colapsables. La principal fuente de datos para dichos procesos de calibración, está constituida por el monitoreo del fenómeno en la naturaleza, es decir, en su entorno natural, donde cada una de las variables inmersas en el proceso, afecta directamente los resultados. Es por eso, que la observación y el registro de datos de eventos en su escala natural debe ser la base de este proceso de calibración de los modelos físicos.

Sin embargo, para la aplicación del modelo de asentamientos, no se cuenta con estos registros de información, debido a la confidencialidad de esta en el ámbito ingenieril nacional. Por tal razón, una herramienta secundaria en este proceso son los modelos matemáticos ampliamente discutidos y probados experimentalmente. Como se puede analizar, en el apartado primero de este capítulo, se exponen los resultados obtenidos de la aplicación del modelo matemático de Zeevaert[1], información utilizada en la validación del modelo físico de asentamientos. Parte del modelo matemático, se compone de los asentamientos debido al potencial de colapso del suelo, estimados a partir del ensayo ASTM D 5333.

En términos generales, las diferencia obtenidas entre ambos modelos se encuentran entre un 20% y un 40%, valores aceptables si se considera la complejidad del comportamiento de las variables que determinan el fenómeno de asentamientos y las simplificaciones realizadas en el proceso de experimentación. Las pruebas tipo C escapan de esta afirmación, debido a aspectos discutidos anteriormente. Estas diferencias son de entre 1mm y 2.5mm.

Se considera que procesos de calibración más confiables a partir del registro de datos de monitoreos reales conducirán a resultados más precisos y exactos.

A continuación, se muestran las deformadas tanto teóricas (con base en el modelo analítico) como las registradas en el modelo físico.

[1] Zeevaert, Leonardo (1980).

Figura 6.16: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM1 – A.

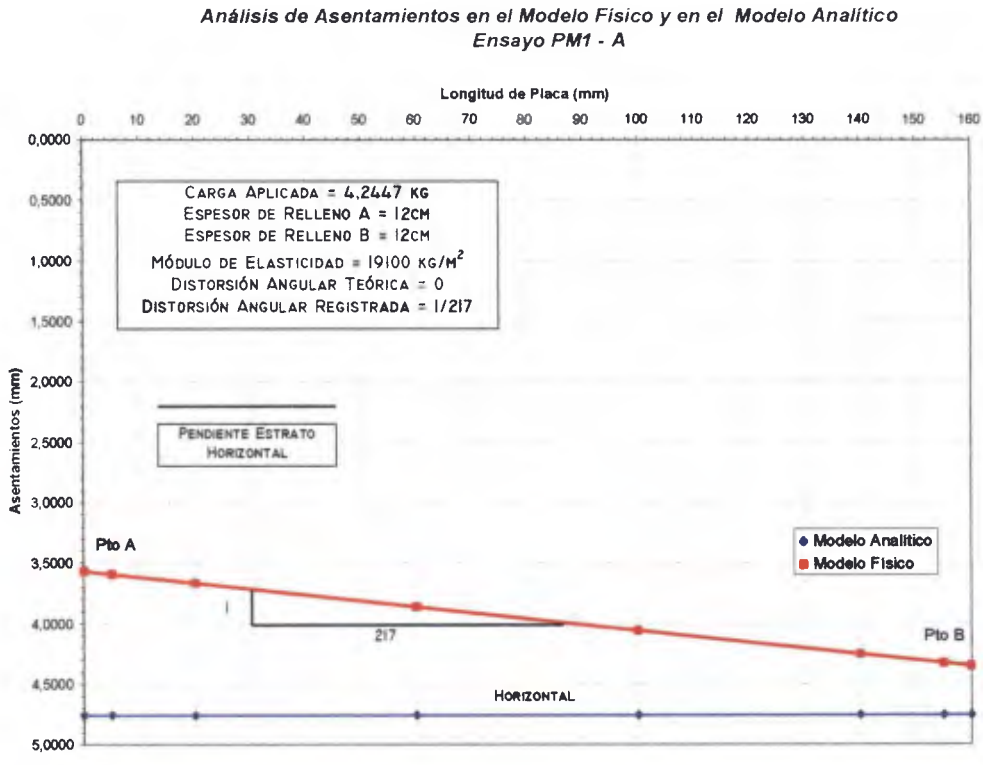


Figura 6.17: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM1 – B

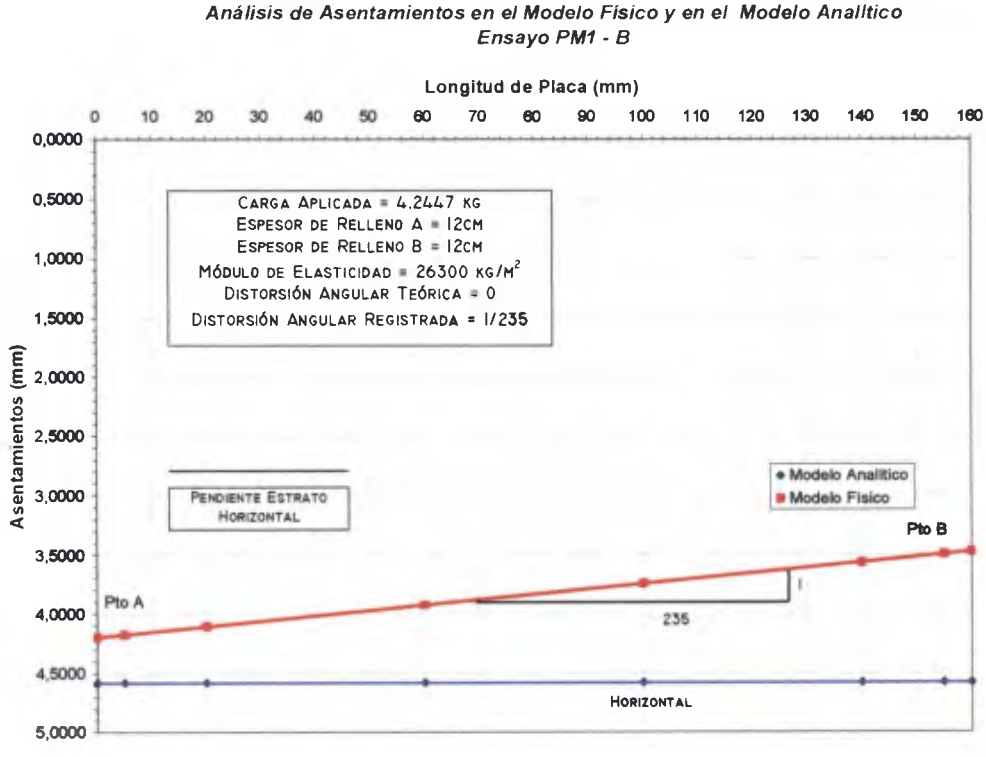
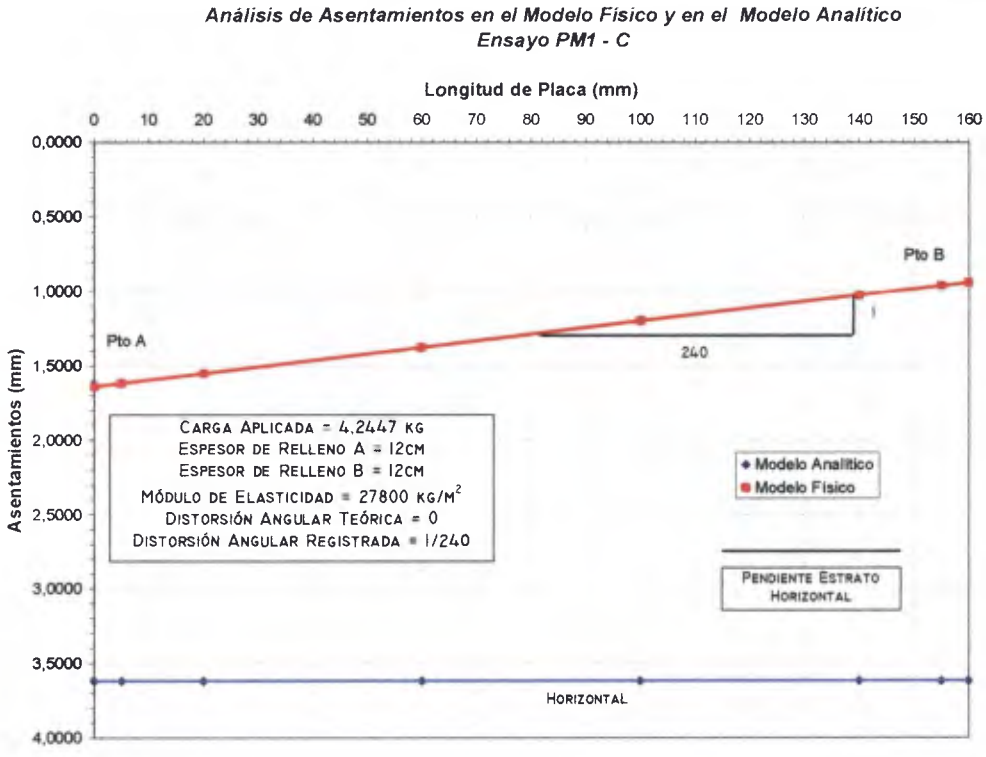


Figura 6.18: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM1 – C



Las distorsiones angulares calculadas en las pruebas PM1, son totalmente despreciables, dado que su magnitud es mínima (1/217, 1/235, 1/240), y el origen de estas se halla en este defecto constructivo del modelo, dadas las irregularidades de su superficie.

Para los ensayos PM2, se registraron deformaciones diferenciales considerables, como consecuencia de la geometría del relleno, la cual en virtud de la alta pendiente (1:2) del contacto entre el relleno y el estrato rígido, presentan un espesor variable del relleno en todo el medio, siendo la diferencia de nivel entre los extremos de 8cm. Estas diferenciales de deformación, dan como resultado distorsiones angulares considerables para la funcionalidad y estética de una obra civil.

En el modelo físico, propiamente, se documentaron distorsiones angulares de 1/85 a 1/36, siendo la excepción, el ensayo tipo C, donde debido al bajo colapso que se obtuvo en esta prueba, la distorsión angular fue de 1/158.

La configuración de los asentamientos teóricos y experimentales para los ensayos PM2, se ilustran en las figuras siguientes.

Figura 6.19: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM2 – A

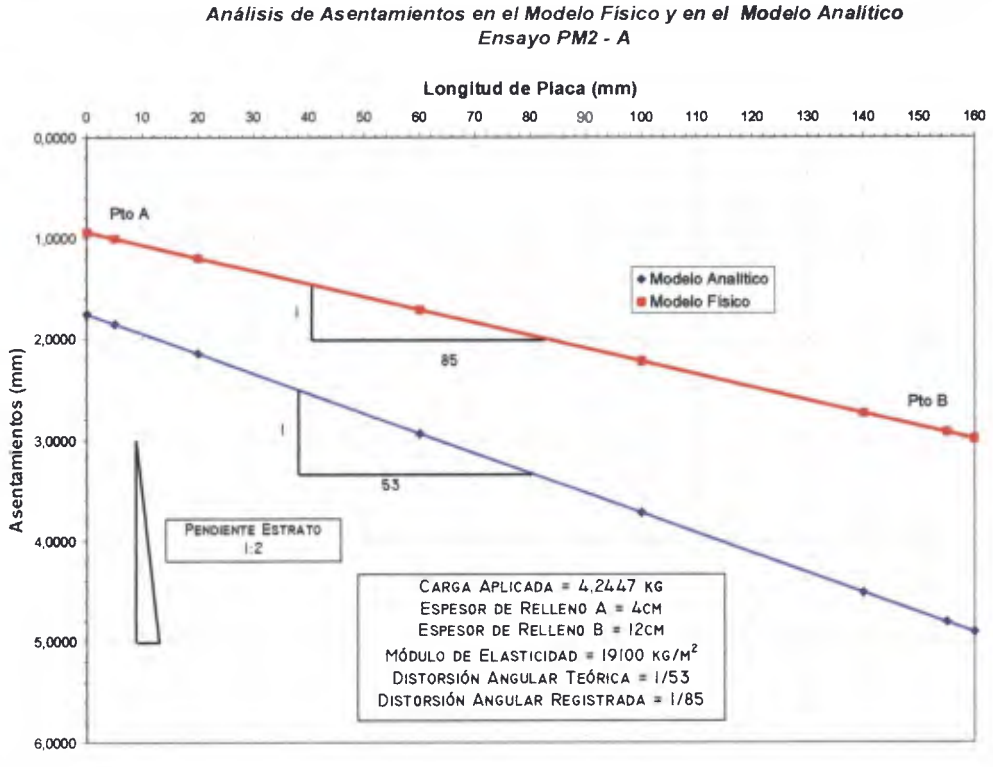


Figura 6.20: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM2 – B

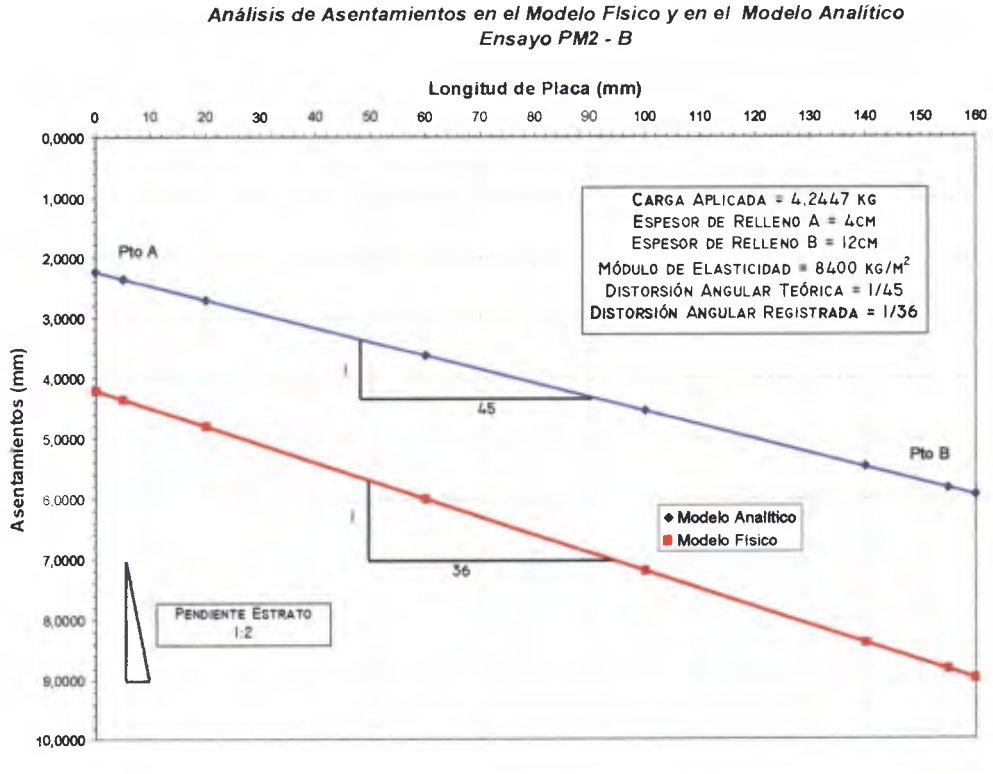
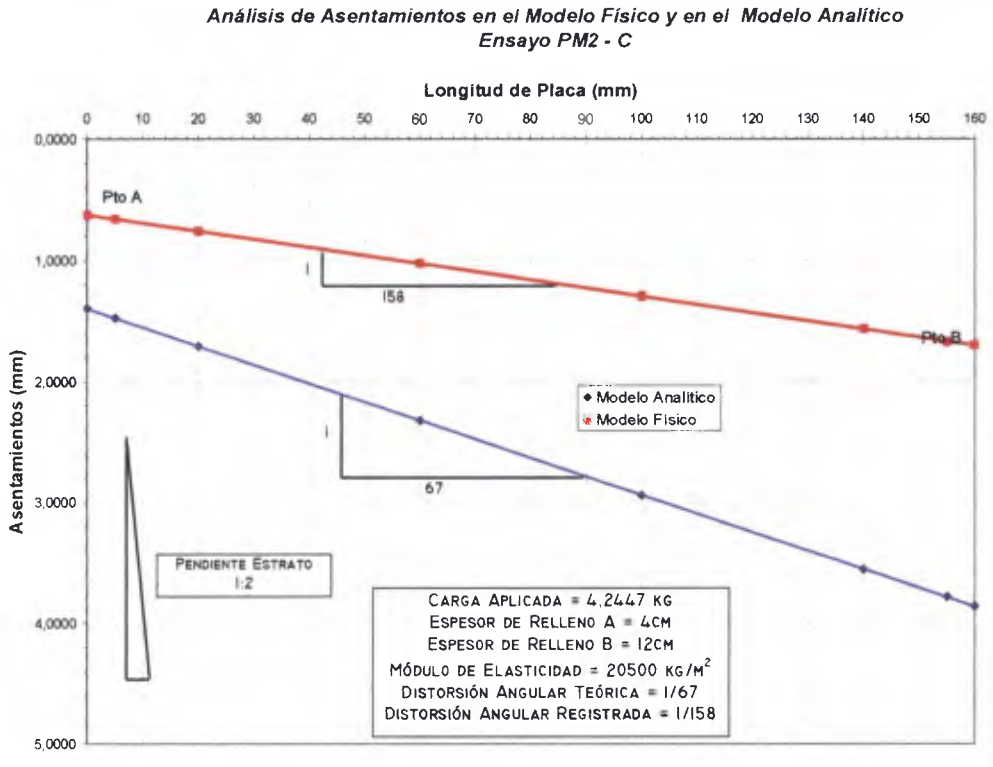


Figura 6.21: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM2 – C



De igual manera, si se analizan los datos obtenidos en los ensayos PM3 debido al efecto de la pendiente del relleno, se registraron asentamientos diferenciales que conllevan a una distorsión angular producto de la rigidez de la estructura de cimentación y las características de deformabilidad del material.

Los ensayos PM3 presentan una pendiente de 1:3, menor que los ensayos PM2, lo que se traduce en deformaciones diferenciales menores y por ende en distorsiones angulares menores.

La magnitud de la distorsión angular para los ensayos PM3, tiene como máximo 1/49 y como mínimo, 1/152, Dicha configuración de deformaciones, se desarrolla en función del diferencial en el espesor de estrato del relleno, el cual es de 5.33cm entre los extremos de la placa de hierro negro.

Esta configuración de asentamientos, se traduce, como ya se indicó, en distorsiones angulares, las cuales pueden ser observadas en las siguientes figuras de la configuración de asentamientos teóricos y experimentales de los ensayos PM3.

Figura 6.22: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM3 – A

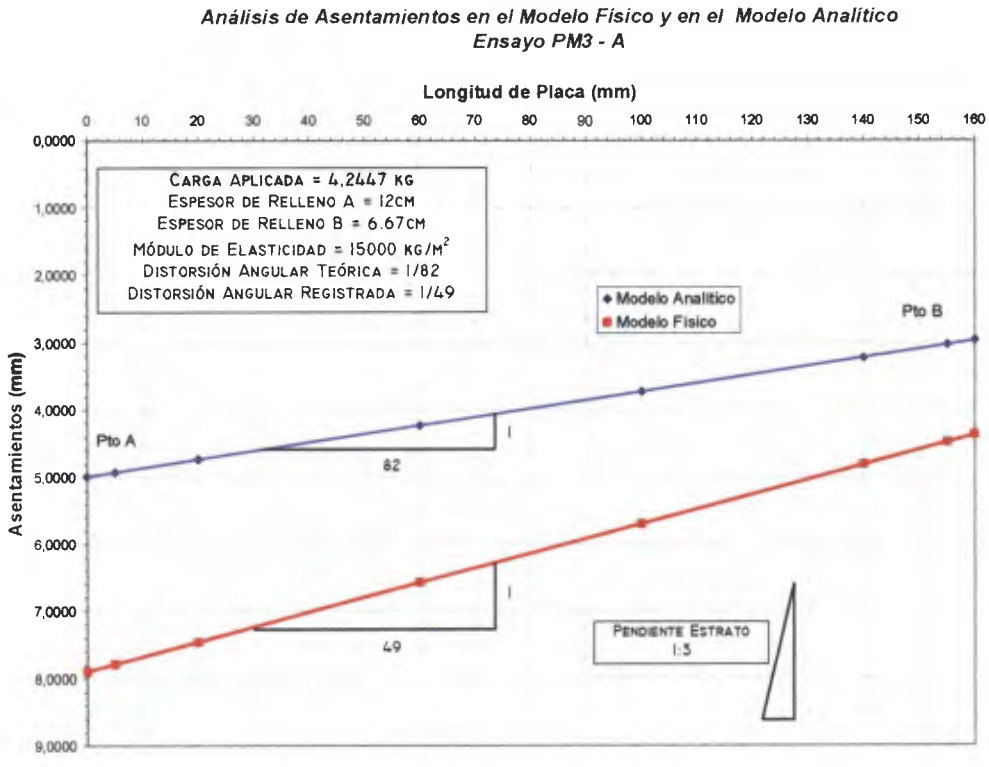


Figura 6.23: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM3 – B

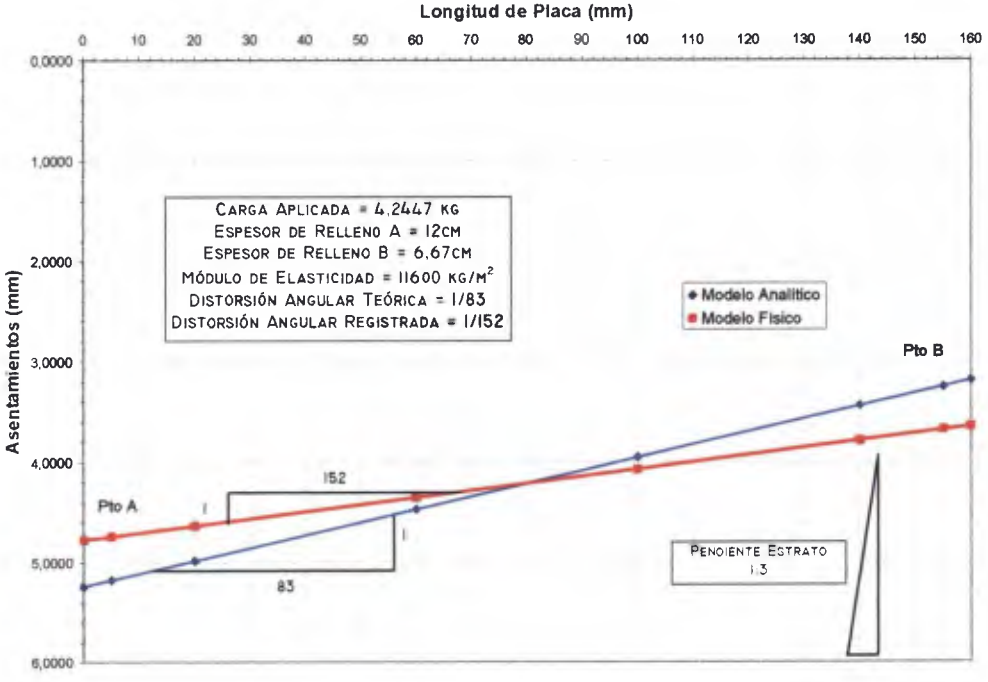
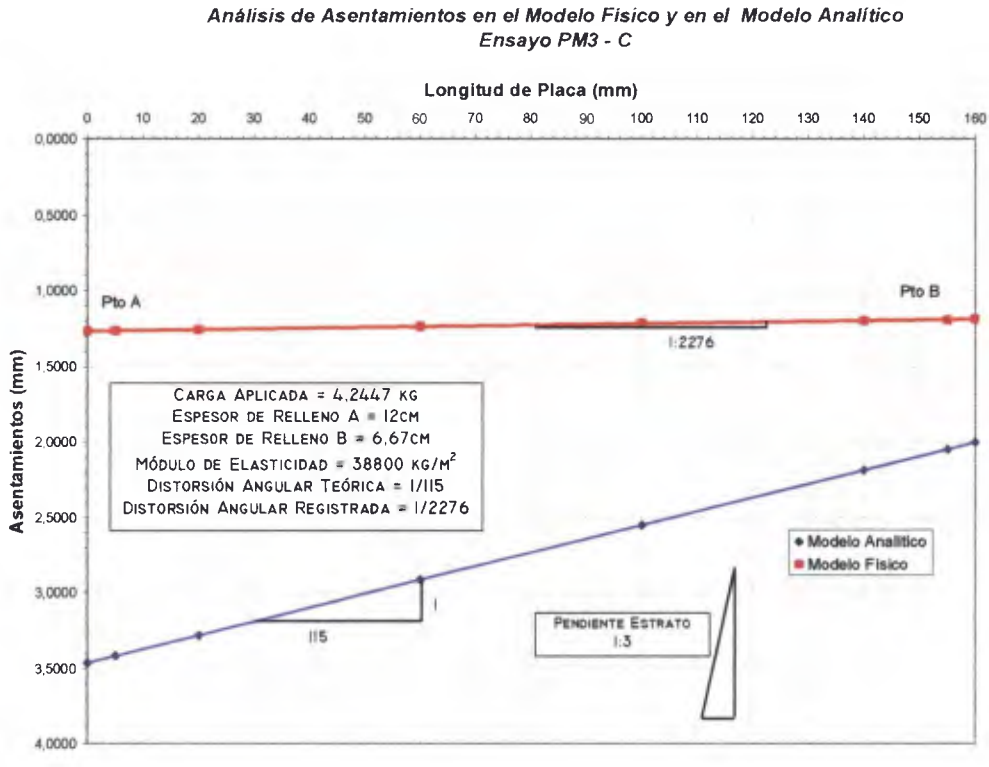


Figura 6.24: Asentamientos Totales y Distorsión Angular en el Ensayo PM3 – C



El ensayo PM3 – C, tal y como se analizó anteriormente, presentó resultados poco representativos, iniciando desde su bajo potencial de colapso en función de su bajo porcentaje de humedad inicial y por ende, una distorsión angular mínima de 1/2276 (totalmente despreciable).

En términos generales, los resultados obtenidos en los ensayos tipo C se alejan del comportamiento teórico esperado, dado que el potencial de colapso estimado en las pruebas de laboratorio ASTM D 5333 fue de 2.6%, y en el modelo físico, el porcentaje de colapso alcanzado fue de 0.7% a 1.2%, presentándose una diferencia considerable.

Con base en los resultados descritos, se cumple satisfactoriamente el objetivo central de los ensayos, especialmente el punto referente a las distorsiones angulares producidas en rellenos de espesor variable y losas rígidas de cimentación.

Un aspecto importante de destacar, es la relación entre la pendiente del estrato rígido y los asentamientos diferenciales registrados. De manera general se estable que ante una mayor pendiente del estrato, los asentamientos diferenciales y por ende las distorsiones angulares son mayores.

6.4 Interpretación de los resultados en el prototipo

La interpretación de los resultados en el prototipo a partir de los registros realizados en el modelo físico, tiene como base, el cumplimiento satisfactorio de las leyes de similitud entre el modelo y el prototipo.

Como se indicó en capítulos anteriores de la presente investigación, debido a la complejidad del fenómeno de asentamientos y en general, de los sistemas geotécnicos desarrollados, el modelo elaborado clasifica como distorsionado, dado que el cumplimiento total de las ecuaciones de diseño resulta difícil.

Por tanto, para fines de interpretar los resultados en el modelo, se determinó un ***factor de escala de 1:50 para las deformaciones registradas.*** Este factor fue avalado por Cristophe Gaudin, administrador de la máquina centrífuga de la Universidad del Oeste de Australia e investigador con amplia experiencia en el tema. Este factor de escala se estimó con base en investigaciones previas y documentadas a través de artículos publicados de investigaciones previas en el ámbito de los modelos físicos en geotecnia[1].

Adicionalmente, este factor fue discutido con el investigador Mark Randolph[2], cuya primera observación radica en que las condiciones de esfuerzo del prototipo y la rigidez del suelo se consideraron como 7.0711 veces mayores que en el modelo. Al considerar este aspecto, el factor de escala sería de $50^{3/2}$, factor descartado, pues para garantizar su aplicación se debe ensayar al modelo para determinar su capacidad soportante.

Sin embargo, Randolph asegura que la principal clave de la elección del factor de escala para la interpretación de los asentamientos en el prototipo, está en los efectos del tamaño de las partículas en los resultados del modelo, los cuales tienden a exagerar los desplazamientos.

Para este aspecto, se debe recordar, que con el fin de disminuir este efecto de escala, el material utilizado se tamizó en la malla N° 4, eliminando, hasta cierto punto, el efecto de los tamaños de las partículas del suelo, confiriéndole validez al factor elegido (***1:50***).

---

[1] Artículos publicados en el *"Internacional Journal of Physical Modeling in Geotechnics"*

[2] Profesor de la Universidad del Oeste de Australia.

Los siguientes cuadro detallan la comparación de los resultados en el modelo físico y su interpretación en el prototipo a partir del factor de escala correspondiente (***1:50***). Cabe destacar que la interpretación cuantitativa de la prueba se da únicamente para los asentamientos, objetivo central del modelo.

Cuadro 6.5: Interpretación de los resultados de los ensayos PM1 en el prototipo.

RESULTADOS PM1 - A		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,5916	1,1676
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	2,9768	3,1848
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	3,5684	4,3524
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	2,9	5,8
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	14,6	15,9
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***17,5***	***21,7***

RESULTADOS PM1 - B		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,7684	0,4804
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	3,4285	2,9965
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	4,1969	3,4769
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	3,8	2,4
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	17,1	14,9
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***20,9***	***17,3***

RESULTADOS PM1 - C		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,8781	0,4461
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	0,7632	0,4912
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	1,6413	0,9373
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	4,4	2,2
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	3,8	2,5
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***8,2***	***4,7***

Fuente: el autor.

Para los ensayos PM1, se determinan diferencias de deformaciones mínimas, aproximadamente de 2cm a 3cm, corroborando el escenario analizado en los resultados del modelo, en cuanto a la poca o nula distorsión angular registrada. A su vez, se denota la magnitud del asentamiento potencial por colapso, el cual representa alrededor de un 85% del asentamiento total de la losa de cimentación.

Cuadro 6.6: Interpretación de los resultados de los ensayos PM2 en el prototipo.

RESULTADOS PM2 - A		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,2861	0,8621
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	0,6563	2,1283
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	0,9424	2,9904
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	1,4	4,3
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	3,3	10,6
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***4,7***	***14,9***

RESULTADOS PM2 - B		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,7237	1,7157
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	3,4910	7,2670
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	4,2147	8,9827
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	3,6	8,6
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	17,5	36,3
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***21,1***	***44,9***

RESULTADOS PM2 - C		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,3309	0,6029
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	0,2947	1,0947
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	0,6256	1,6976
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	1,7	3,0
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	1,5	5,5
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***3,2***	***8,5***

Fuente: el autor.

Para los ensayos PM2, se presentan deformaciones diferenciales en la masa del suelo a raíz de la geometría del relleno, ocasionando distorsiones angulares de la losa de cimentación. Estos diferenciales de asentamientos están entre los 10cm y los 20cm de acuerdo con la interpretación de los resultados en el prototipo. Por razones anteriormente descritas, la prueba PM2-C se descarta como válida en lo que a resultados se refiere.

Cuadro 6.7: Interpretación de los resultados de los ensayos PM3 en el prototipo.

RESULTADOS PM3 - A		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,9592	0,7192
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	6,9356	3,6556
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	7,8948	4,3748
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	4,8	3,6
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	34,7	18,3
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***39,5***	***21,9***

RESULTADOS PM3 - B		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	1,2493	0,9453
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	3,5238	2,7078
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	4,7731	3,6531
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	6,2	4,7
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	17,6	13,5
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***23,8***	***18,2***

RESULTADOS PM3 - C		
LONGITUD DE LA PLACA (MM)	0	160
ASENTAMIENTOS MODELO FÍSICO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (MM)	0,4487	0,2727
ASENTAMIENTOS COLAPSO (MM)	0,8184	0,9144
ASENTAMIENTOS TOTALES (MM)	1,2671	1,1871
INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS EN EL PROTOTIPO		
ASENTAMIENTOS ELASTICOS (CM)	2,2	1,4
ASENTAMIENTOS COLAPSO (CM)	4,1	4,6
ASENTAMIENTOS TOTALES (CM)	***6,3***	***5,0***

Fuente: el autor.

Debido a la diferencia en la magnitud de la pendiente del estrato del relleno, las distorsiones angulares en los ensayos PM3 son de menor magnitud, pues sus diferenciales de deformación de la masa del suelo, son de aproximadamente 5cm a 10cm.

En términos generales, se interpretan asentamientos promedios del orden de 20cm a 25cm., valores razonables dadas las condiciones planteadas en el modelo físico del fenómeno con respecto a los asentamientos.

Sin embargo, se presentan dos valores que clasifican como extremos. Para el ensayo PM2-B, se registró un asentamiento máximo de 45cm aproximadamente y para la prueba PM3-A un asentamiento en el orden de los 39cm. Estos valores son altos, y la fuente de error asociada a estos ensayos es una vibración que existió en el laboratorio debido a pruebas de falla de varillas Nº8 cerca de la zona de trabajo.

Se puede asegurar, que la interpretación de los resultados ratifica el uso potencial de los modelos físicos en geotecnia, como una herramienta de análisis y diseño.

Capítulo 7

Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Conclusiones

1. Los asentamientos representan un fenómeno físico que afecta directamente el comportamiento estructural de las obras civiles, constituyendo un criterio fundamental en el diseño de fundaciones.

2. Además de un estudio de la capacidad soportante del medio, un buen diseño de cimentaciones debe considerar un análisis detallado del asentamiento permisible de la estructura y de su asentamiento potencial. A partir del análisis de estos resultados, se deben incorporar los cambios necesarios en el diseño con el fin de mitigar los posibles daños estructurales a la obra.

3. Habitualmente, el análisis de asentamientos contempla sus componentes elásticas, de consolidación primaria y consolidación secundaria. Sin embargo, este debe incorporar otras componentes de relevancia, tal es el caso del potencial de colapso de suelos, donde la magnitud de los asentamientos potenciales puede resultar determinante en el diseño de la estructura de cimentación.

4. Dichas componentes de asentamientos, en conjunto con el tipo y la rigidez de la estructura de cimentación, así como del suelo, determinan tres tipos generales de asentamientos, a su haber: uniformes, diferenciales y distorsiones angulares. Cada uno de estos, presenta problemas estructurales distintos, los cuales marcan el diseño no solo de la estructura de cimentación, sino, de todos los elementos estructurales que componen la obra civil.

5. Es bien conocido, que una de las principales causas de asentamientos es la carga externa transmitida al suelo por medio de la estructura de cimentación. No obstante, se debe tener claro, que existen otras causas potenciales de asentamientos debidas a factores naturales, tal es el caso de los suelos colapsables y los rellenos mal construidos.

6. La magnitud de los asentamientos debido a influencias secundarias, en este caso rellenos de suelos colapsables, resultan ser mayores que los asentamientos propios del peso de la estructura.

7. En su estado natural, los suelo colapsables presentan una aparente capacidad de soporte alta, inducida por la fuerza de succión presente en la micro estructura de la masa del suelo.

8. La principal característica en el comportamiento de los suelos colapsables, es su alta deformación volumétrica, la cual se produce debido a la influencia directa del agua. Este factor elimina la fuerza de succión en estos suelos, determinando el colapso inmediato de la estructura del suelo.

9. En nuestro país, una práctica generalizada es la construcción de rellenos con materiales de alto potencial de colapso y bajo condiciones no óptimas, especialmente debido a la ausencia de un control geotécnico adecuado.

10. En el marco de la investigación geotécnica, y más específicamente en lo referente la experimentación en asentamientos, los modelos físicos constituyen un mecanismo detallado para describir y observar el comportamiento físico del fenómeno, en función de sus condiciones de carga, esfuerzos y deformaciones entre otros, involucrando la acción de una mayor cantidad de variables que un modelo analítico (matemático).

11. Los modelos físicos constituyen un pequeño proyecto de ingeniería, involucrando detalladamente, las distintas etapas de planificación, diseño, construcción y operación del mismo.

12. La base del diseño de modelos físicos es el análisis dimensional. Un punto fundamental en el proceso, es la interpretación de resultados en función del prototipo, aspecto que se logra a través del cumplimiento satisfactorio de las leyes de semejanza entre el modelo y el prototipo.

13. Dada la complejidad de los sistemas geotécnicos, los modelos físicos constituyen una poderosa herramienta de investigación, con el fin de validar y demostrar modelos analíticos complejos.

14. Los modelos físicos no pueden sustituir los modelos analíticos en el marco del diseño de estructuras, sin embargo, toman más relevancia al enfrentar fenómenos complejos como el de asentamientos.

15. El costo de los modelos físicos incrementa con el aumento en la exactitud deseada, sin embargo, es posible obtener resultados precisos en modelos distorsionados, tal y como el desarrollado en la presenta investigación.

16. A partir del modelo físico de asentamientos, se determina que la influencia de la variable de la geometría del relleno es fuente de asentamientos diferenciales en virtud de la diferencia de espesores de los distintos estratos que componen el relleno.

17. A su vez, se determina que utilizar una losa rígida como estructura de cimentación, puede conllevar a posibles distorsiones angulares de la obra. Este aspecto se fundamenta en la influencia de la geometría del relleno con material colapsable y en la rigidez de la estructura.

18. Estas distorsiones angulares de la estructura de cimentación están determinadas por la pendiente de la geometría del relleno de los estratos deformables del medio soportante, para la cual su relación es directamente proporcional, es decir, ante una mayor pendiente se obtienen mayores distorsiones angulares y viceversa.

19. En virtud de los resultados obtenidos para los ensayos tipo C, se concluye que al someter al suelo colapsado a un proceso de desecación y al disminuir el contenido de humedad del material, su potencial de colapso disminuye.

20. Con base en los resultados experimentales obtenidos, se concluye que la presente investigación cumple satisfactoriamente con su objetivo de desarrollo, ya que se demuestra la utilización de modelos físicos como una herramienta de análisis y diseño en ingeniería.

7.2 Recomendaciones

1. La principal recomendación en el marco de la línea experimental que se plantea desarrollar radica en llevar a cabo un proceso de calibración de un modelo físico específico, a partir del monitoreo a escala real de las variables inmersas en el fenómeno.

2. Por otro lado, se puede pensar en establecer un inventario del equipo disponible en el país para el diseño, construcción y operación de futuros modelos físicos aplicados en geotecnia, así como el aporte que puedan realizar instituciones estatales y privadas para esta tendencia.

3. Se considera fundamental el papel de la investigación en el marco de la toma de decisiones en el desarrollo de proyectos de ingeniería, tanto desde el punto de vista económico como técnico.

4. Por tanto, la inversión nacional en investigación debe orientarse a la adquicisión de tecnología de punta, tal es el caso de la máquina centrífuga en el ensayo de modelos físicos a escala para el avance técnico en distintas áreas de la ingeniería civil.

5. Para la investigación de suelos colapsables en el país, es importante determinar experimentalmente la influencia de ciertas variables en el proceso de colapso, tales como el porcentaje de humedad natural del suelo o la magnitud de la presión vertical, así como la distribución de cargas entre otras.

6. Además, otro aspecto de relevancia es determinar el potencial de asentamientos de suelos ya colapsados, en función de un proceso de desecación y su posterior re-saturación bajo carga constante o variable.

7. Dada la complejidad de los suelos colapsables, se recomienda analizar el comportamiento de distintas estructuras de cimentación factibles para este tipo de material. Este análisis, puede ser a través de modelos físicos o modelos analíticos (matemáticos) complejos. Esto con el objetivo de determinara posibles soluciones ante este fenómeno.

8. Es de suma importancia resaltar, que las soluciones basadas en procesos empíricos pueden presentar defectos importantes, por lo que se recomienda un análisis detallado de su comportamiento estructural y geotécnico.

9. Ante cualquier indicio de suelos colapsables, se propone utilizar la norma ***ASTM D 5333*** como herramienta de cuantificación del riesgo de colapso del suelo. Esta norma es sencilla y el país cuenta con el equipo necesario para su realización.

Bibliografía

LIBROS Y TESIS

(1) Asociación Costarricense de Geotecnia (1994). ***Código de Cimentaciones de Costa Rica.*** Editorial Tecnológica de Costa Rica. Tercera reimpresión. Cartago, Costa Rica.

(2) Barrera, M. (2002). Tesis Doctoral: ***"Estudio experimental del comportamiento hidro-mecánico de suelos colapsables".*** Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. Universitat Politécnica de Catalunya.

(3) Bowles, J. (1988). ***Foundation analysis and design***. Editorial Mc Graw Hill. Cuarta Edición. New York, Estados Unidos de América.

(4) Brown, R. (2001). ***Practical foundation engineering handbook.*** Editorial Mc Graw Hill. Segunda Edición. New York, Estados Unidos de América.

(5) Chavarría, E. (2004). Informe de Graduación: ***"Aplicación de modelos físicos en geotecnia: un caso de estudio"***. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

(6) Chávez, J. (1992). Informe de Graduación: ***"Estudio del potencial de colapso de limos de baja plasticidad"***. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

(7) Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, (2002). ***Código Sísmico de Costa Rica.*** Editorial Tecnológica de Costa Rica. Primera Edición. Cartago, Costa Rica.

(8) Cordero, M. (1995). Informe de Graduación: ***"Estudio sobre la capacidad de carga de limos de baja plasticidad"***. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

(9) Das, B. (2001). ***Principios de Ingeniería de cimentaciones***. Internacional Thomson Editores. Cuarta Edición. D.F., México.

(10)Day, R. (2000). ***Geotechnical and foundation engineering design and construction***. Editorial Mc Graw Hill.

(11)Dunham, C. (1962). ***Foundation of structures.*** Editorial Mc Graw Hill. New York, Estados Unidos de América.

(12)Henry, F. (1986). ***The design and construction of engineering foundations***. Chapman and Hall. Sidney, Australia.

(13)Juárez Badillo, E. and Rico Rodríguez, A. (1999) ***Mecánica de suelos. Tomo I: "Fundamentos de la mecánica de suelos".*** Editorial Limusa. Segunda Edición. D.F., México.

(14)Juárez Badillo, E. and Rico Rodríguez, A. (2003) ***Mecánica de suelos. Tomo II: "Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos".*** Editorial Limusa. Segunda Edición. D.F., México.

(15)Lambe, T. and Whitman, R. (1976). ***Mecánica de suelos***. Editorial Limusa. D.F., México.

(16)Muñoz, A. (2003). Informe de Graduación: ***"Determinación de los parámetros de compresibilidad en limos colapsables del sector este del área metropolitana, al ser utilizados como material de relleno"***. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

(17)Murphy, G. (1950). ***Similitude in engineering.*** The Ronald Press Company. New York, Estados Unidos de América.

(18)Rodríguez, J. (2001). Informe de Graduación: ***"Análisis del comportamiento de limos de baja plasticidad"***. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

(19)Sabnis, G et all. (1983). ***Structural Modeling and Experimental Techniques.*** Prentice Hall, Inc. New Jersey, Estados Unidos de América.

(20)Solís, V. (1998). Informe de Graduación: ***"Determinación de la resistencia al corte en limos de baja plasticidad"***. Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.

(21)Sowers, G. (1983). ***Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones.*** Editorial Limusa. D.F., México.

(22)Zeevaert, L. (1973). ***Foundation engineering for difficult subsoil conditions***. Tercera reimpresión. Van Nostrand Reinhold Co. New York, Estados Unidos de América.

(23)Zeevaert, L. (1980). ***Interacción suelo – estructura de cimentaciones superficiales y pfrofundas, sujetas a caragas estáticas y sísmicas***. Editorial Limusa. Primera Edición. D.F., México.

ARTICULOS E INFORMES

(24)Randolph, M. (2001). ***"TC2 Workshop – Session W7 Overview of Geotechnical Physical Modeling".*** Especial Research Centre of Offshore Foundation Systems, the University of Western Australia. 15th International Conference of Soil Mechanic and Geotechnic.

(25)Randolph, M. and House, A.R. (2001). ***"The complementary roles of physical and computational modeling"***. International Journal of Physical Modeling in Geotechnics. Vol. 1, p. 1-8

(26)Skinner, H. (2003). ***"Differential Settlement of fills. A new look from an old problem"***. BRE Centre for Structural and Geotechnical Engineering. MGS Meeting.

(27)Wood, D. et all. (2002). ***"Shaking table testing of geotechnical models".*** International Journal of Physical Modeling in Geotechnics. Vol. 1, p. 1-13.

COMUNICADOS PERSONALES

(28)***Gaudin, Christophe.*** Research Associate Centrifuge Manager. Centre of Offshore Foundation Systems. University of Western Australia.

(29)***Randolph, Mark*** Director, Centre of Offshore Foundation Systems. University of Western Australia.

(30)***Sauter, Bernardo.*** Grupo IECA. Cálculo de cargas estructurales.

SITIOS WEB

(31)Getty Engineering Services
http://www.gettyengineering.com/settlement.html

(32)Glenn H. Youngling - A Professional Law Corporation
http://www.younglinglaw.com

(33)International Conference of Physical Modeling in Geotechnics. St John's, Newfoundland, Canada.
http://www.c-core.ca/icpmg/index.html

(34)International Journal of Physical Modeling in Geotechnics
www.geotech.cv.titech.ac.jp/IJPMG/

(35)International Society of Soil Mechanic and Geotechnical Engineering.
www.issmge.org

Anexo A
Ensayo de Colapso de Suelos
ASTM D 5333

Designation: D 5333 – 92 (Reapproved 1996)

Standard Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils[1]

This standard is issued under the fixed designation D 5333; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This test method covers the determination of the magnitude of one-dimensional collapse that occurs when unsaturated soils are inundated with fluid.

1.2 This test method may be used to determine the magnitude of potential collapse that may occur for a given vertical (axial) stress and an index for rating the potential for collapse.

1.3 This test method specifies the technique for specimen preparation, apparatus, and procedure for quantifying the amount of height change associated with collapse and procedures for reporting test results.

1.4 The procedures given in this test method are applicable to both undisturbed and remolded specimens.

1.5 The values stated in SI units are to be regarded as the standard. The inch-pound units given in parentheses are for information only.

1.6 *This standard does not purport to address all of the safety concerns, if any, associated with its use. It is the responsibility of the user of this standard to establish appropriate safety and health practices and determine the applicability of regulatory limitations prior to use.*

2. Referenced Documents

2.1 *ASTM Standards:*

D 653 Terminology Relating to Soil, Rock, and Contained Fluids[2]

D 2216 Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock[2]

D 2435 Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils[2]

D 4829 Test Method for Expansion Index of Soils[2]

3. Terminology

3.1 Refer to Terminology D 653 for standard definitions of terms. Additional terms are as follows:

3.2 *Definitions of Terms Specific to This Standard:*

3.2.1 *collapse*—decrease in height of a confined soil following wetting at a constant applied vertical stress. A collapsible soil may withstand relatively large applied vertical stress with small settlement while at a low water content, but this soil will exhibit settlement (that could be large) after wetting with no additional increase in stress. Large applied vertical stress is not necessary for collapse.

3.2.2 *collapse index (I_c)*, percent—relative magnitude of collapse determined at 200 kPa (2 tsf) and calculated using (Eq 1).

3.2.3 *collapse potential (I_c)*, percent—relative magnitude of soil collapse determined at any stress level as follows:

$$I_c = \left| \frac{d_i - d_o}{h_o} - \frac{d_f - d_o}{h_o} \right| 100 = \left| \frac{d_i - d_f}{h_o} \right| 100 \quad (1)$$

where:

d = dial reading, mm (in.),

d_o = dial reading at seating stress, mm (in.),

h_o = initial specimen height, mm (in.),

d_f = dial reading at the appropriate stress level after wetting, mm (in.),

d_i = dial reading at the appropriate stress level before wetting, mm (in.),

$(d_f - d_o)/h_o$ = strain at the appropriate stress level after wetting, and

$(d_i - d_o)/h_o$ = strain at the appropriate stress level before wetting.

Eq 1 may be rewritten in terms of void ratio:

$$I_c = \frac{\Delta e}{1 + e_o} 100 \quad (2)$$

where:

Δe = change in void ratio resulting from wetting, and

e_o = initial void ratio.

or, since the test is conducted as a one-dimensional test:

$$I_c = \frac{\Delta h}{h_o} 100 \quad (3)$$

where:

Δh = change in specimen height resulting from wetting, mm (in.) and

h_o = initial specimen height, mm (in.).

4. Summary of Test Method

4.1 The test method consists of placing a soil specimen at natural water content in a consolidometer, applying a predetermined applied vertical stress to the specimen and inundating the specimen with fluid to induce the potential collapse in the soil specimen. The fluid should be distilled water when evaluating the collapse index, I_c. The fluid may simulate pore water of the specimen or other field condition as necessary

[1] This test method is under the jurisdiction of ASTM Committee D-18 on Soil and Rock and is the direct responsibility of Subcommittee D18.05 on Structural Properties of Soils.

Current edition approved Nov. 15, 1992. Published January 1993.

[2] *Annual Book of ASTM Standards*, Vol 04.08.

Copyright © ASTM, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.

when evaluating collapse potential, I_c.

5. Significance and Use

5.1 Collapsible soils occur widely in the United States and worldwide. Collapsible soils are typified by low values of dry unit weight and natural water content. Engineering works founded on collapsible soils may be damaged by sudden and often large induced settlements when these soils are saturated after construction. Predicting collapse potential is important to the design of many engineering structures.

5.2 Collapse potential, I_c, is used to estimate settlement that may occur in a soil layer at a particular site. I_c is determined from (Eq 1) using a predetermined applied vertical stress and fluids applied to a soil specimen taken from the soil layer. Settlement of a soil layer for the applied vertical stress is obtained by multiplying I_c by $H/100$ where H is the thickness of the soil layer.

5.2.1 Procedures for estimating potential for collapse are uncertain because no single criterion can be applied to all collapsible soils. For example, some soils may swell after fluid is added to the specimen until sufficient vertical stress has been applied. Collapse may then occur after additional vertical stress is applied. This test method may be used to determine the collapse potential, I_c, of soil at a particular vertical stress or the collapse index, I_e, at an applied vertical stress of 200 kPa (2 tsf). I_c for smaller applied vertical stress may be estimated assuming that the soil does not swell after inundation at smaller applied vertical stress.

5.2.2 Amount of settlement depends on the extent of the wetting front and availability of water, which can rarely be predicted prior to collapse.

5.3 The collapse index, I_e, is used to measure a basic index property of soil.

5.3.1 I_e is comparable to the expansion index as measured in accordance with Test Method D 4829, and is used to describe the degree of collapse that a particular soil will exhibit under specified conditions.

5.3.2 I_e is not intended to duplicate any particular field conditions such as loading, in-place soil structure, or soil water chemistry. The test procedure maintains constant test conditions allowing direct correlation of data between organizations and direct investigation of a particular aspect of soil behavior.

5.3.3 I_e is classified in Table 1.

6. Apparatus

6.1 Apparatus shall conform to Test Method D 2435.

6.2 Porous stones shall be air-dried to preclude increases in water content of the specimen through capillarity.

7. Specimen Preparation

7.1 Specimens may be remolded or compacted or taken from undisturbed soil samples. Prepare undisturbed specimens in accordance with guidelines of Test Method D 2435.

7.2 Use relatively undisturbed specimens to determine collapse potential, I_c. Since collapsible soils are sensitive to sampling methods using fluids, samples shall be taken using dry methods. Successful dry sampling methods include the double tube auger and hand carved block samples.

TABLE 1 Classification of Collapse Index, I_e

Degree of Collapse	Collapse Index I_e, %
None	0
Slight	0.1 to 2.0
Moderate	2.1 to 6.0
Moderately severe	6.1 to 10.0
Severe	>10

8. Calibration

8.1 Assemble and calibrate the consolidometer in accordance with Test Method D 2435.

9. Soil Parameters

9.1 Soil parameters such as natural water content, mass, volume, specific gravity, liquid and plastic limits, and particle size distribution may be determined following general guidance in Test Method D 2435. The natural and final water content shall be determined in accordance with Test Method D 2216.

10. Procedure

10.1 Conduct the test in accordance with Test Method D 2435, except as follows:

10.1.1 Place the specimen in the loading device immediately after determining the initial wet mass and height of the specimen following compaction or trimming. Enclose the specimen ring, filter paper, if any, and porous stones as soon as possible with a loose fitting plastic membrane, moist paper towel, or aluminum foil to minimize change in specimen water content and volume due to evaporation. Then apply a seating stress of 5 kPa (0.05 tsf). Within 5 min of applying the seating stress, apply load increments each hour at natural water content until the appropriate vertical stress is applied to the soil. Load increments should be 12, 25, 50, 100, 200, etc. kPa (0.12, 0.25, 0.5, 1, 2 tsf). Record the deformation before each load increment is applied.

NOTE 1—The duration between load increments prior to wetting is limited to 1 h to prevent excessive evaporation of moisture from the specimen that would cause erratic results.

10.2 The stress to be applied to the soil prior to wetting depends on whether I_c or I_e is to be determined as appropriate for the design situation.

10.3 Inundate the specimen with fluid 1 h after loading to the appropriate vertical stress and after recording the deformation or dial reading. Record deformation versus time at approximately 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min and 1, 2, 4, 8, and 24 h or as according to Test Method D 2435 after adding fluid.

NOTE 2—In soils with high permeability, collapse may occur rapidly and time dependency may be difficult to measure.

10.3.1 Fluid shall be distilled-deionized water to determine I_e.

10.3.2 Use fluids appropriate for various site conditions or anticipated changes in groundwater characteristics to determine I_c. These fluids shall be described in the report.

10.4 Add fluid to allow for specimen wetting from the bottom only, so that air will not be trapped in the specimen.

10.5 The duration of the load increment following inundation shall be overnight or until primary consolidation according

to Test Method D 2435 has been completed.

10.6 Additional vertical stress may be placed on the specimen in increments according to Test Method D 2435 as needed or until the slope of the deformation versus stress level curve is obtained. Record deformation versus time as in 10.3. Leave each load increment on overnight or until primary consolidation has been completed.

11. Report

11.1 Report the following information:

11.1.1 Identification and description of the test specimen, including whether the specimen is undisturbed, remolded, or prepared in other ways,

11.1.2 Initial and final water content and dry unit weight,

11.1.3 Specimen dimensions,

11.1.4 Description of consolidometer,

11.1.5 Applied vertical stress at inundation, and

11.1.6 Percent compression or strain of the specimen at each applied vertical stress prior to inundation.

11.2 The data shall be plotted strain versus logarithm of the applied vertical stress. Void ratio may be used instead of strain if specific gravity is determined:

11.2.1 Fig. 1 is an illustration of data from results of a test for measuring collapse potential. I_c is calculated for the applied vertical stress of 100 kPa (1 tsf) by (Eq 1):

$$I_c = (9.6 - 1.5) = 8.1 \quad (4)$$

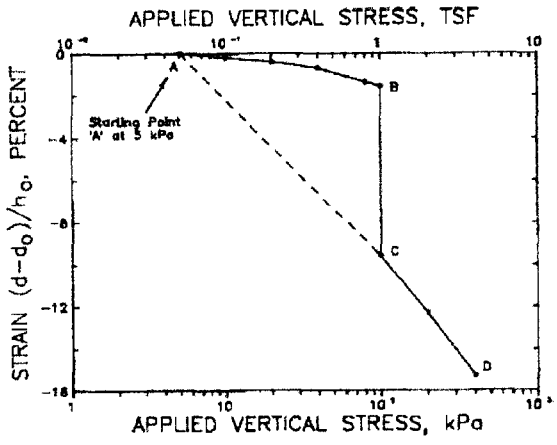
where point C is at 9.6 % strain and Point B is at 1.5 % strain. Potential settlement of a soil layer 3 m (10 ft) thick with this collapse potential is 8.1·3/100 = 0.24 m (0.81 ft).

11.2.2 Collapse potential may be estimated for applied vertical stress less than 100 kPa (1 tsf) by calculating the difference in strain between the inundated (dotted) and uninundated curves. For example, collapse potential at 40 kPa (0.4 tsf) is:

$$I_c = (6.8 - 0.8) = 6.0 \quad (5)$$

Settlement of the soil layer is 6.0·3/100 = 0.18 m (0.6 ft).

11.3 All departures from these procedures including special loading sequences, special specimen preparation procedures, special specimen dimensions, and special wetting fluid.



NOTE 1—$(d - d_o)/h_o$ is multiplied by 100 to obtain percent.

FIG. 1 Example Compression Curve of the Collapse Potential Test

11.4 Collapse index, I_c, or collapse potential, I_c, whichever is applicable as defined in Section 3.

12. Precision and Bias

12.1 Data are being evaluated to determine the precision of this test method. In addition, Subcommittee 18.05 is seeking pertinent data from users of the test method.

12.2 There is no accepted reference value for this test method, therefore, bias cannot be determined.

13. Keywords

13.1 collapse; collapse index; collapse potential; compressibility; consolidation; soil

The American Society for Testing and Materials takes no position respecting the validity of any patent rights asserted in connection with any item mentioned in this standard. Users of this standard are expressly advised that determination of the validity of any such patent rights, and the risk of infringement of such rights, are entirely their own responsibility.

This standard is subject to revision at any time by the responsible technical committee and must be reviewed every five years and if not revised, either reapproved or withdrawn. Your comments are invited either for revision of this standard or for additional standards and should be addressed to ASTM Headquarters. Your comments will receive careful consideration at a meeting of the responsible technical committee, which you may attend. If you feel that your comments have not received a fair hearing you should make your views known to the ASTM Committee on Standards, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428.

This standard is copyrighted by ASTM, 100 Barr Harbor Drive, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States. Individual reprints (single or multiple copies) of this standard may be obtained by contacting ASTM at the above address or at 610-832-9585 (phone), 610-832-9555 (fax), or service@astm.org (e-mail); or through the ASTM website (http://www.astm.org).

Anexo B
Datos Experimentales ASTM D 5333.
Ensayo de Potencial de Colapso.

Ensayo Potencial de Colapso ASTM D 5333, 550kPa.

Datos del Ensayo	
Carga (kg)	16
Brazo del consolidómetro	10
Carga Real (kg)	160
Esfuerzo aplicado (kg/m^2)	50681,74804

Datos de la Pastilla	
Altura Pastilla (mm)	19,05
Diámetro Pastilla (mm)	63,4
Area de la pastilla (m^2)	0,003156955

Peso de la Pastilla	
Consolidómetro (kg)	3859,2
Consolidómetro+Muestra (kg)	3908,5
Peso de la muestra	49,3

Porcentaje de Humedad en la Pastilla		
	Humedad Inicial	Humedad Final
Cápsula (g)	107,82	124,83
Cápsula + Muestra (g)	177,64	184,12
Cápsula + Muestra Seca (g)	153,66	156,7
%W	52,31%	86,04%

Carga (kg)	Esfuerzo (kg/m^2)	Deformación (in) (10^{-4})	Deformación (mm)	% Deformación
0,5	1583,80	508	1,29032	0,00%
1	3167,61	838	2,12852	4,40%
2	6335,22	1055	2,6797	7,29%
4	12670,44	1324	3,36296	10,88%
8	25340,87	1650	4,191	15,23%
16	50681,75	2027	5,14858	20,25%
Saturación				
16	50681,75	2453	6,23062	25,93%

Saturación de la Muestra			
Tiempo	Tiempo (min)	Deformación (in) (10^{-4})	Deformación (mm)
6 seg	0,1	2110	5,3594
15 seg	0,25	2239	5,68706
30 seg	0,5	2296	5,83184
1 min	1	2365	6,0071
2 min	2	2416	6,13664
4 min	4	2430	6,1722
8 min	8	2436	6,18744
15 min	15	2440	6,1976
30 min	30	2443	6,20522
1 hr	60	2444	6,20776
2 hr	120	2445	6,2103
4 hr	240	-	-
8 hr	480	-	-
24 hr	1440	2453	6,23062
Potencial de Colapso (%)	**5,68**		

Ensayo Indice de Colapso ASTM D 5333, 200kPa.

Datos del Ensayo	
Carga (kg)	6,5
Brazo del consolidómetro	10
Carga Real (kg)	65
Esfuerzo aplicado (kg/m^2)	20589,46014

Datos de la Pastilla	
Altura Pastilla (mm)	19,1
Diámetro Pastilla (mm)	63,4
Area de la pastilla (m^2)	0,003156955

Peso de la Pastilla	
Consolidómetro (kg)	3852
Consolidómetro+Muestra (kg)	3903,3
Peso de la muestra	51,3

Porcentaje de Humedad en la Pastilla		
	Humedad Inicial	Humedad Final
Cápsula (g)	124,83	135,05
Cápsula + Muestra (g)	185,5	202,37
Cápsula + Muestra Seca (g)	166,77	169,73
%W	44,66%	94,12%

Carga (kg)	Esfuerzo (kg/m^2)	Deformación (in) (10^{-4})	Deformación (mm)	% Deformación
0,5	1583,80	468	1,18872	0,00%
1	3167,61	823	2,09042	4,72%
2	6335,22	1034	2,62636	7,53%
4	12670,44	1280	3,2512	10,80%
6,5	20589,46	1478	3,75412	13,43%
Saturación				
6,5	20589,46	2131	5,41274	22,12%

Saturación de la Muestra			
Tiempo	Tiempo (min)	Deformación (in) (10^{-4})	Deformación (mm)
6 seg	0,1	1753	4,45262
15 seg	0,25	1920	4,8768
30 seg	0,5	2023	5,13842
1 min	1	2059	5,22986
2 min	2	2073	5,26542
4 min	4	2084	5,29336
8 min	8	2094	5,31876
15 min	15	2101	5,33654
30 min	30	2109	5,35686
1 hr	60	2115	5,3721
2 hr	120	2119	5,38226
4 hr	240	2123	5,39242
8 hr	480	2125	5,3975
24 hr	1440	2131	5,41274
Indice Colapsabilidad (%)	**8,68**		

Ensayo Potencial de Colapso ASTM D 5333, 13kPa.

Datos del Ensayo	
Carga (kg)	0,4
Brazo del consolidómetro	10
Carga Real (kg)	4
Esfuerzo aplicado (kg/m^2)	1267,043701

Datos de la Pastilla	
Altura Pastilla (mm)	19,15
Diámetro Pastilla (mm)	63,4
Area de la pastilla (m^2)	0,003156955

Peso de la Pastilla	
Consolidómetro (kg)	3950,3
Consolidómetro+Muestra (kg)	4002,5
Peso de la muestra	52,2

Porcentaje de Humedad en la Pastilla		
	Humedad Inicial	*Humedad Final*
Cápsula (g)	124,83	124,89
Cápsula + Muestra (g)	185,5	195,9
Cápsula + Muestra Seca (g)	166,7	159,3
%W	44,90%	106,36%

Carga (kg)	***Esfuerzo (kg/m^2)***	***Deformación (in) (10^{-4})***	***Deformación (mm)***	***% Deformación***
0,05	158,38	8	0,02032	0,00%
0,1	316,76	26	0,06604	0,24%
0,2	633,52	62	0,15748	0,72%
0,4	1267,04	157	0,39878	1,98%
Saturación				
0,4	1267,04	415	1,0541	5,40%

Saturación de la Muestra			
Tiempo	***Tiempo (min)***	***Deformación (in) (10^{-4})***	***Deformación (mm)***
6 seg	0,1	230	0,5842
15 seg	0,25	327	0,83058
30 seg	0,5	377	0,95758
1 min	1	386	0,98044
2 min	2	392	0,99568
4 min	4	397	1,00838
8 min	8	402	1,02108
15 min	15	404	1,02616
30 min	30	408	1,03632
1 hr	60	410	1,0414
2 hr	120	413	1,04902
4 hr	240	414	1,05156
8 hr	480	415	1,0541
24 hr	1440	415	1,0541
Potencial de Colapso (%)	***3,42***		

Ensayo Potencial de Colapso ASTM D 5333, 13kPa, %W menor.

Datos del Ensayo	
Carga (kg)	0,4
Brazo del consolidómetro	10
Carga Real (kg)	4
Esfuerzo aplicado (kg/m^2)	1267,043701

Datos de la Pastilla	
Altura Pastilla (mm)	20,3
Diámetro Pastilla (mm)	63,4
Area de la pastilla (m^2)	0,003156955

Peso de la Pastilla	
Consolidómetro (kg)	3932,8
Consolidómetro+Muestra (kg)	3987,6
Peso de la muestra	54,8

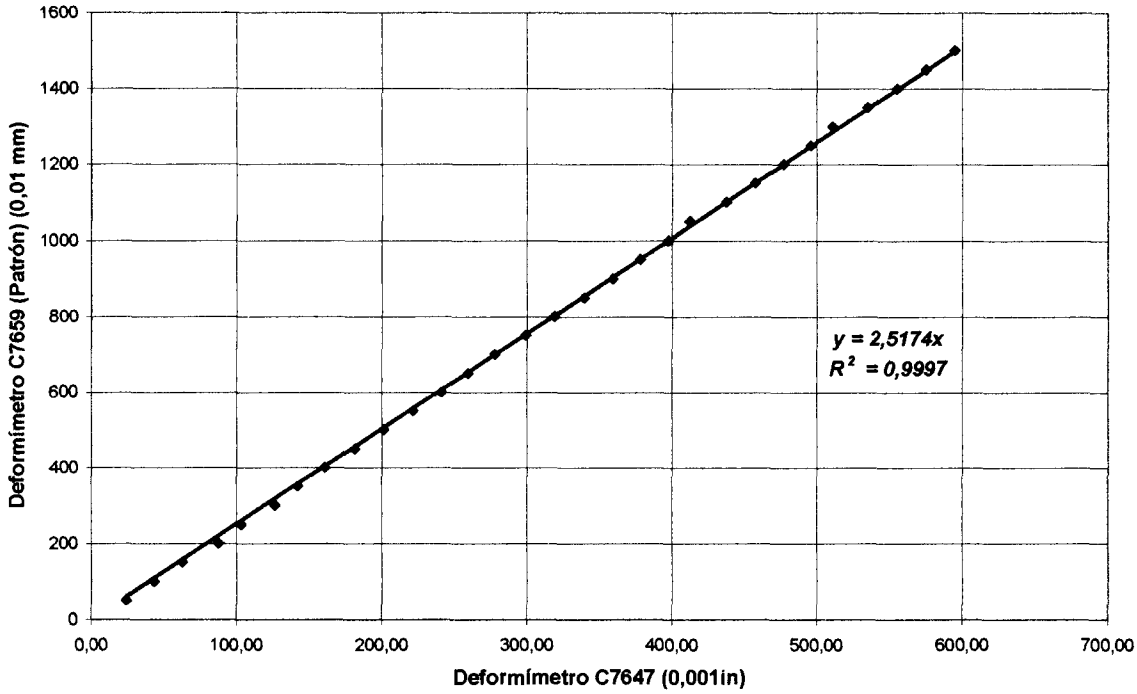
Porcentaje de Humedad en la Pastilla		
	Humedad Inicial	Humedad Final
Cápsula (g)	66,91	66,92
Cápsula + Muestra (g)	133,31	150,9
Cápsula + Muestra Seca (g)	118,75	108,92
%W	28,09%	99,95%

Carga (kg)	Esfuerzo (kg/m^2)	Deformación (in) (10^{-4})	Deformación (mm)	% Deformación
0,05	158,38	8	0,02032	0,00%
0,1	316,76	33	0,08382	0,31%
0,2	633,52	87	0,22098	0,99%
0,4	1267,04	180	0,4572	2,15%
Saturación				
0,4	1267,04	388	0,98552	4,75%

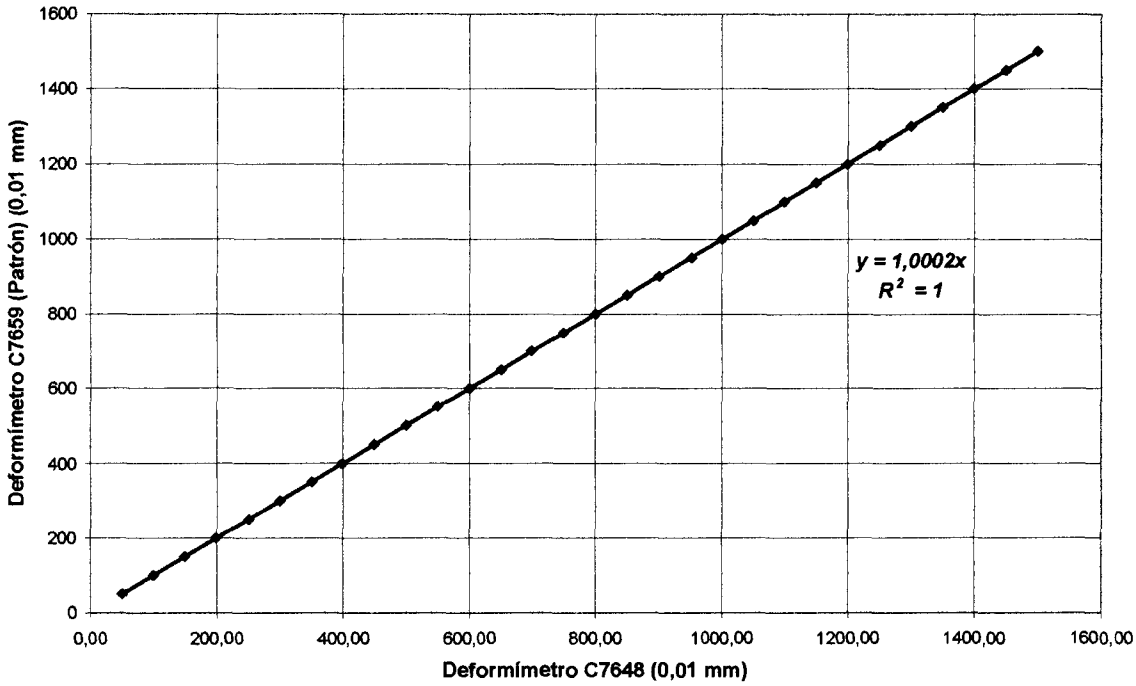
Saturación de la Muestra			
Tiempo	Tiempo (min)	Deformación (in) (10^{-4})	Deformación (mm)
6 seg	0,1	232	0,58928
15 seg	0,25	301	0,76454
30 seg	0,5	352	0,89408
1 min	1	364	0,92456
2 min	2	367	0,93218
4 min	4	372	0,94488
8 min	8	376	0,95504
15 min	15	378	0,96012
30 min	30	381	0,96774
1 hr	60	384	0,97536
2 hr	120	385	0,9779
4 hr	240	386	0,98044
8 hr	480	387	0,98298
24 hr	1440	388	0,98552
Potencial de Colapso (%)	**2,60**		

Anexo C
Curvas de Calibración de los Deformímetros

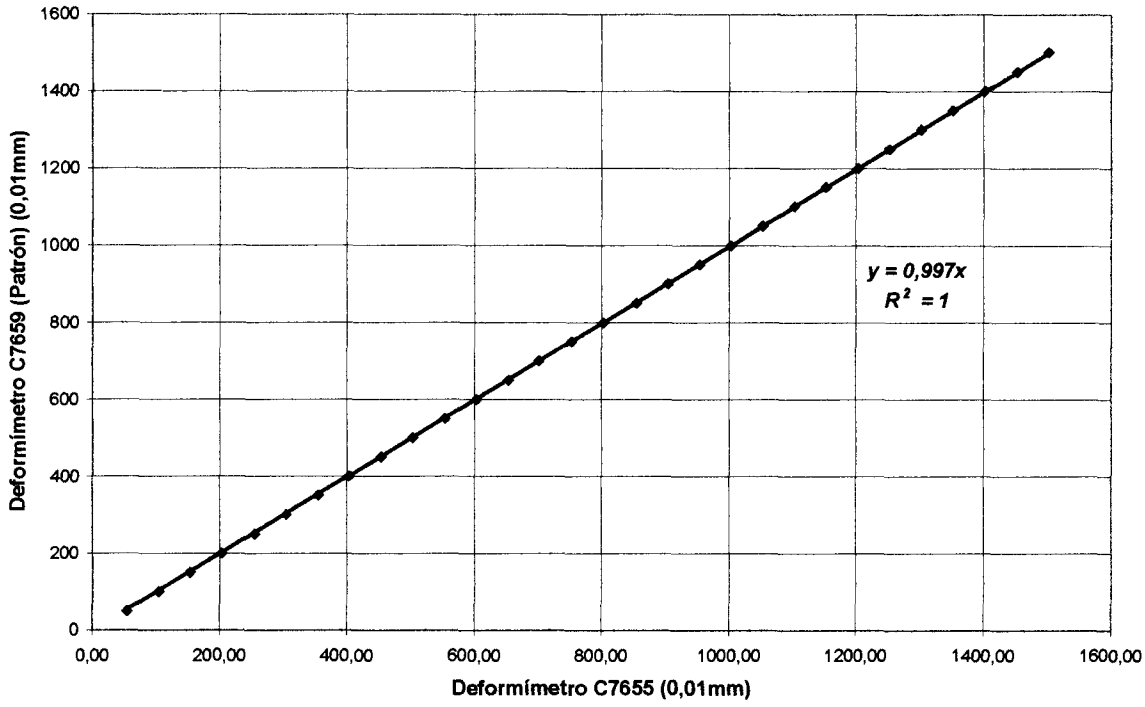
Gráfica Calibración Deformímetro C7647



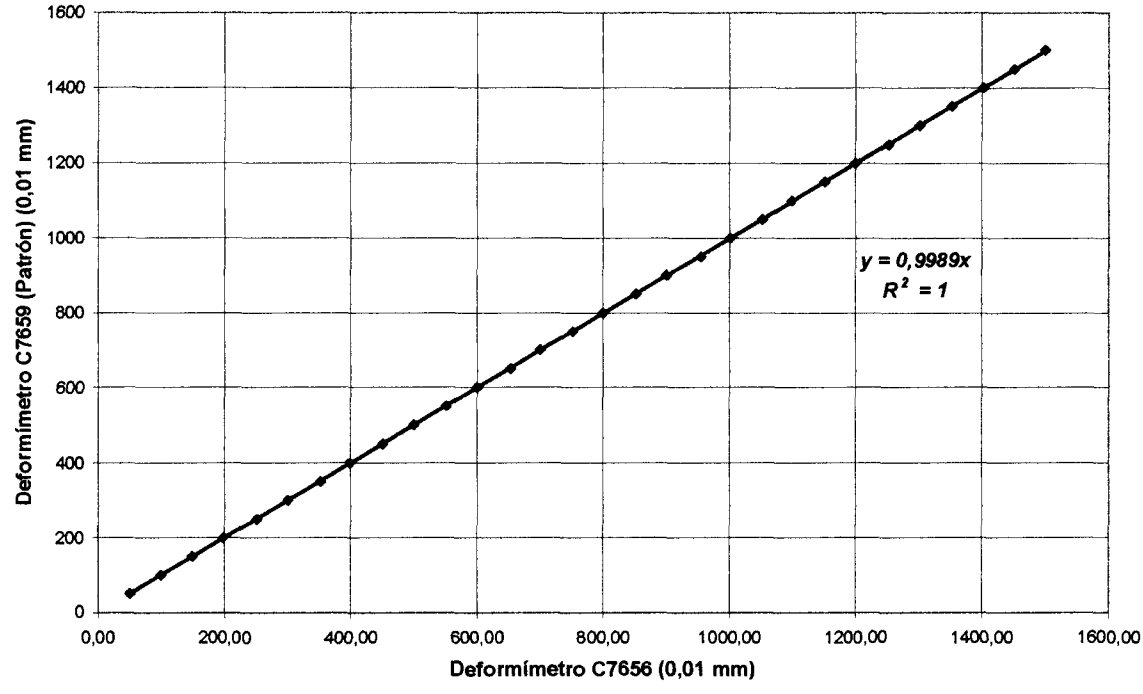
Gráfica Calibración Deformímetro C7648



Gráfica Calibración Deformímetro C7655



Gráfica Calibración Deformímetro C7656



Anexo D
Registro Datos Experimentales, Ensayos en el Modelo Físico

Cuadro D-1: Registro de datos experimentales, Ensayo PM1 – A

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
478,4	478,4	2	1	2	1	1
478,2	956,6	4	1	9	3	2
482,0	1438,6	6	3	25	14	3
480,5	1919,1	8	6	40	24	6
462,1	2381,2	10	10	53	37	12
446,2	2827,4	12	14	73	53	19
442,9	3270,3	14	18	86	62	25
440,3	3710,6	16	21	99	74	33
534,1	4244,7	18	29	131	100	49
SATURACION						
0	4244,7	90	143	437	430	359

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	106,65	120,38
Cápsula + Muestra (gr)	181,27	268,29
Cápsula + Muestra Seca (gr)	156,88	189,36
%W	48,56%	114,42%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	37	131	106	50
0,66	38	137	107	51
1,00	41	146	107	59
1,33	53	193	107	70
1,66	65	229	107	76
2,00	83	269	108	80
2,33	101	296	108	81
2,66	111	330	110	93
3,00	122	352	111	113
3,33	128	380	145	159
3,66	131	414	168	224
4,00	134	429	214	273
4,33	134	432	269	315
4,66	137	432	338	327
5,00	137	432	372	331
5,50	138	434	395	331
6,00	138	434	405	338
6,50	139	434	408	345
7,00	139	434	416	345
7,50	139	434	420	349
8,00	140	434	422	354
9,00	140	434	426	354
10,00	141	435	426	356
15,00	141	435	428	357
20,00	142	436	429	357
25,00	142	436	429	358
30,00	142	436	429	359
60,00	143	436	430	359
90,00	143	437	430	359

Cuadro D-2: Registro de datos experimentales, Ensayo PM1 – B

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
480,3	480,3	2	1	2	0	2
481,5	961,8	4	4	3	0	3
479,5	1441,3	6	7	10	5	3
477,8	1919,1	8	10	14	17	4
456,8	2375,9	10	13	22	30	4
440,3	2816,2	12	17	35	38	7
442,9	3259,1	14	21	44	53	11
446,2	3705,3	16	26	51	68	17
539,4	4244,7	18	35	64	76	23
SATURACION						
0	4244,7	90	176	393	386	314

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	102,13	106,55
Cápsula + Muestra (gr)	151,7	307,9
Cápsula + Muestra Seca (gr)	135,02	209,25
%W	50,71%	96,06%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	58	64	88	26
0,66	59	75	91	30
1,00	65	93	91	50
1,33	88	170	91	76
1,66	107	217	91	90
2,00	128	260	91	93
2,33	145	287	92	96
2,66	154	316	97	116
3,00	162	334	111	145
3,33	166	355	155	195
3,66	168	378	186	245
4,00	170	388	238	274
4,33	170	390	286	295
4,66	172	390	335	300
5,00	172	390	355	302
5,50	173	391	368	302
6,00	173	391	373	305
6,50	174	391	375	308
7,00	174	391	379	308
7,50	174	391	381	310
8,00	175	391	382	312
9,00	175	391	384	313
10,00	175	392	384	313
15,00	176	392	385	313
20,00	176	392	386	313
25,00	176	392	386	314
30,00	176	392	386	314
60,00	176	393	386	314
90,00	176	393	386	314

Cuadro D-3: Registro de datos experimentales, Ensayo PM1 – C

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
474,8	474,8	2	1	0	8	7
477,8	952,6	4	3	1	9	13
480,5	1433,1	6	6	1	18	27
466,2	1899,3	8	9	1	29	43
439,3	2338,6	10	10	4	37	52
446,3	2784,9	12	13	10	45	60
443,0	3227,9	14	16	10	52	70
439,6	3667,5	16	18	10	61	81
577,2	4244,7	18	25	29	75	98
SATURACION						
0	4244,7	90	46	76	148	176

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	123,36	106,59
Cápsula + Muestra (gr)	186,73	304,9
Cápsula + Muestra Seca (gr)	175,04	210,28
%W	22,62%	91,25%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	26	29	87	101
0,66	26	29	98	110
1,00	27	30	105	121
1,33	28	35	110	129
1,66	30	36	113	135
2,00	30	37	114	137
2,33	33	40	117	141
2,66	35	45	121	146
3,00	37	50	125	152
3,33	38	55	130	157
3,66	39	60	133	159
4,00	39	62	136	160
4,33	40	63	138	162
4,66	41	64	142	163
5,00	41	65	141	163
6,00	41	67	148	163
7,00	42	69	146	168
8,00	43	72	147	171
9,00	44	73	147	175
10,00	44	73	147	175
15,00	44	74	147	175
20,00	44	74	147	176
25,00	44	75	147	176
30,00	45	75	147	176
45,00	45	76	148	176
60,00	46	76	148	176
90,00	46	76	148	176

Cuadro D-4: Registro de datos experimentales, Ensayo PM2 – A

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
480,3	480,3	2	0	0	3	2
481,5	961,8	4	1	1	5	3
477,8	1439,6	6	2	12,5	10	4
479,5	1919,1	8	5	26	18	5
456,8	2375,9	10	7	38	25	6
440,3	2816,2	12	9	52	34	7
442,9	3259,1	14	11	62	43	9
446,2	3705,3	16	13	75	49	11
539,4	4244,7	18	17	95	73	18
SATURACION						
0	4244,7	90	47	309	276	83

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	102,15	123,94
Cápsula + Muestra (gr)	177,46	286,07
Cápsula + Muestra Seca (gr)	153,22	205,61
%W	47,46%	98,52%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	18	108	92	19
0,66	19	113	95	19
1,00	19	117	102	23
1,33	19	120	108	23
1,66	19	122	119	29
2,00	20	135	126	32
2,33	21	141	130	32
2,66	23	150	139	40
3,00	25	156	144	40
3,33	27	164	152	47
3,66	28	173	160	47
4,00	28	180	172	52
4,33	29	189	184	55
4,66	30	196	194	64
5,00	33	208	199	65
6,00	36	237	225	72
7,00	42	270	241	72
8,00	45	284	247	72
9,00	46	290	253	72
10,00	46	294	257	74
11,00	46	297	260	74
12,00	46	298	261	74
13,00	46	299	262	75
14,00	46	299	264	75
15,00	46	299	264	75
30,00	46	304	269	75
45,00	47	309	276	81
60,00	47	309	276	83
75,00	47	309	276	83
90,00	47	309	276	83

Cuadro D-5: Registro de datos experimentales, Ensayo PM2 – B

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
481,9	481,9	2	0	3	2	2
481,5	963,4	4	3	11	2	2
476,6	1440,0	6	10	38	8	12
477,9	1917,9	8	20	62	18	19
458,0	2375,9	10	29	86	26	28
440,3	2816,2	12	39	109	39	42
442,9	3259,1	14	46	126	50	53
446,2	3705,3	16	54	148	58	60
539,4	4244,7	18	64	176	73	78
SATURACION						
0	4244,7	90	375	824	508	365

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	102,13	120,34
Cápsula + Muestra (gr)	141,9	206,05
Cápsula + Muestra Seca (gr)	127,64	161,73
%W	55,90%	107,08%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	65	193	184	130
0,66	69	218	284	142
1,00	78	280	330	232
1,33	108	285	357	280
1,66	133	290	365	320
2,00	160	370	370	334
2,33	198	470	373	344
2,66	230	550	382	346
3,00	272	618	408	346
3,33	285	638	420	346
3,66	298	645	433	347
4,00	308	669	448	347
4,33	312	676	454	348
4,66	314	678	455	348
5,00	317	682	457	348
6,00	321	692	460	348
7,00	327	702	464	348
8,00	335	719	469	350
9,00	343	738	477	350
10,00	350	753	483	352
15,00	364	788	497	356
20,00	368	799	500	359
25,00	369	803	502	359
30,00	371	809	504	362
45,00	373	814	507	362
60,00	374	818	507	364
90,00	375	824	508	365

Cuadro D-6: Registro de datos experimentales, Ensayo PM2 – C

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
480,5	480,5	2	3	0	6	3
477,8	958,3	4	3	2	7	6
474,8	1433,1	6	4	3	8	8
446,3	1879,4	8	7	6	13	13
439,3	2318,7	10	10	10	15	20
466,2	2784,9	12	13	13	22	24
443,0	3227,9	14	15	18	25	34
439,6	3667,5	16	19	21	31	39
577,2	4244,7	18	26	30	38	55
SATURACION						
0	4244,7	90	72	56	76	153

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	124,8	124,94
Cápsula + Muestra (gr)	223,82	276,07
Cápsula + Muestra Seca (gr)	205,42	201,61
%W	22,82%	97,12%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,50	28	38	48	56
1,00	31	41	54	56
1,50	33	44	59	61
2,00	35	48	62	68
2,50	38	50	65	74
3,00	39	51	67	77
3,50	43	54	71	85
4,00	44	54	71	86
4,50	46	56	71	91
5,00	46	56	71	93
6,00	52	56	72	108
7,00	57	56	72	119
8,00	63	56	73	134
9,00	68	56	73	148
10,00	69	56	73	153
15,00	70	56	73	153
20,00	70	56	74	153
25,00	70	56	74	153
30,00	70	56	74	153
45,00	70	56	75	153
60,00	71	56	75	153
75,00	72	56	76	153
90,00	72	56	76	153

Cuadro D-7: Registro de datos experimentales, Ensayo PM3 – A

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
477,8	477,8	2	2	4	3	3
479,5	957,3	4	5	6	5	7
481,5	1438,8	6	8	15	6	7
480,3	1919,1	8	17	33	9	14
456,8	2375,9	10	25	45	10	21
446,2	2822,1	12	30	58	16	29
442,9	3265,0	14	39	74	21	40
440,3	3705,3	16	45	85	26	49
539,4	4244,7	18	51	108	37	62
SATURACION						
0	4244,7	90	357	461	438	659

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	106,61	102,18
Cápsula + Muestra (gr)	206,47	290,8
Cápsula + Muestra Seca (gr)	171,53	191,51
%W	53,82%	111,15%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	54	120	90	69
0,66	50	145	185	65
1,00	49	225	270	64
1,33	65	298	339	100
1,66	110	321	348	190
2,00	160	340	355	210
2,33	195	375	380	280
2,66	226	386	396	350
3,00	255	409	409	405
3,33	278	415	415	470
3,66	293	420	418	514
4,00	306	426	418	538
4,33	314	427	418	554
4,66	319	430	418	567
5,00	321	435	418	570
6,00	331	438	418	580
7,00	337	440	418	592
8,00	342	445	418	605
9,00	345	449	418	615
10,00	346	449	418	622
15,00	351	452	422	636
20,00	352	452	427	644
25,00	353	457	428	646
30,00	354	457	429	649
45,00	354	457	433	651
60,00	356	460	437	656
75,00	356	460	437	656
90,00	357	461	438	659

Cuadro D-8: Registro de datos experimentales, Ensayo PM3 – B

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
481,3	481,3	2	0	1	2	7
476,6	957,9	4	3	2	13	8
482,1	1440,0	6	9	7	32	17
477,9	1917,9	8	14	8	51	26
458,0	2375,9	10	21	18	71	39
440,3	2816,2	12	26	19	83	49
442,9	3259,1	14	31	29	100	64
446,2	3705,3	16	35	49	110	74
539,4	4244,7	18	48	69	146	102
SATURACION						
0	4244,7	90	154	350	495	453

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	102,14	124,01
Cápsula + Muestra (gr)	169,83	269,38
Cápsula + Muestra Seca (gr)	145,33	190,65
%W	56,73%	118,14%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	95	190	146	102
0,66	114	249	150	110
1,00	128	282	220	163
1,33	135	306	280	235
1,66	140	315	350	305
2,00	144	322	409	363
2,33	146	325	445	403
2,66	146	325	458	415
3,00	147	325	465	419
3,33	148	325	470	423
3,66	149	326	475	428
4,00	149	326	475	428
4,33	149	326	477	429
4,66	149	329	480	433
5,00	150	330	483	436
5,50	150	332	484	439
6,00	150	333	484	439
6,50	151	333	486	440
7,00	151	334	487	441
7,50	151	334	488	443
8,00	151	337	488	445
9,00	152	339	492	446
10,00	152	341	492	447
15,00	152	342	492	448
20,00	152	344	492	448
25,00	153	347	493	451
30,00	153	348	493	452
45,00	154	349	494	452
60,00	154	350	495	453
90,00	154	350	495	453

Cuadro D-9: Registro de datos experimentales, Ensayo PM3 – C

Datos Experimentales						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (gr)	Tiempo (min)	Lectura Deformímetro			
			C7647	C7655	C7648	C7656
474,8	474,8	2	1	5	1	2
477,8	952,6	4	2	8	3	4
480,5	1433,1	6	3	13	9	7
466,2	1899,3	8	5	16	11	10
439,3	2338,6	10	8	20	13	13
446,3	2784,9	12	9	22	16	16
443,0	3227,9	14	11	26	20	18
439,6	3667,5	16	14	33	23	22
577,2	4244,7	18	17	46	30	26
SATURACION						
0	4244,7	90	49	130	123	116

Contenido de Humedad		
Cápsula (gr)	102,13	124,35
Cápsula + Muestra (gr)	162,01	238,01
Cápsula + Muestra Seca (gr)	145,75	183,31
%W	37,28%	92,77%

Proceso Colapso				
Tiempo (min)	Deformímetro			
	C7647	C7655	C7648	C7656
0,33	20	60	31	26
0,66	27	75	32	26
1,00	31	86	39	32
1,33	35	90	55	48
1,66	35	94	72	58
2,00	35	98	84	65
2,33	35	98	93	70
2,66	35	100	99	75
3,00	35	100	101	78
3,50	36	103	101	79
4,00	36	105	101	79
5,00	36	108	102	79
6,00	37	112	109	83
7,00	39	117	112	92
8,00	41	120	115	98
9,00	42	123	118	100
10,00	43	126	118	104
11,00	44	126	118	107
12,00	45	126	118	107
13,00	46	126	118	108
14,00	46	126	119	108
15,00	46	127	119	108
20,00	47	127	121	112
30,00	49	128	121	114
40,00	49	129	122	115
45,00	49	129	122	115
60,00	49	129	122	116
75,00	49	130	123	116
90,00	49	130	123	116

Cuadros D-10: Registro de datos experimentales, Ciclos de Descarga y Recarga

Ciclo de Descarga Ensayo PM1 - B						
Descarga (gr)	Carga Acumulada (Kg)	Tiempo (min)	Deformímetros			
			C7647	C7655	C7648	C7656
539,4	3,7053	2	176	392	386	314
446,2	3,2591	4	176	392	386	313
442,9	2,8162	6	176	391	385	313
440,3	2,3759	8	176	391	385	312
456,8	1,9191	10	175	391	385	312
477,8	1,4413	12	175	390	384	312
479,5	0,9618	14	175	389	384	311
481,5	0,4803	16	174	388	383	311
480,3	0	18	173	388	383	310
	0	840	168	383	374	301
	Porcentaje de Humedad			91,25%		

Ciclo de Recarga Ensayo PM1 - B						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (Kg)	Tiempo (min)	Deformímetros			
			C7647	C7655	C7648	C7656
0,0	0	2	169	383	374	301
480,3	0,4803	4	170	385	374	302
481,5	0,9618	6	170	387	376	305
479,5	1,4413	8	170	388	377	305
477,8	1,9191	10	171	388	379	307
456,8	2,3759	12	171	388	380	308
440,3	2,8162	14	172	389	382	308
442,9	3,2591	16	173	390	383	309
446,2	3,7053	18	174	391	384	311

Ciclo de Descarga Ensayo PM2 - B						
Descarga (gr)	Carga Acumulada (Kg)	Tiempo (min)	Deformímetros			
			C7647	C7655	C7648	C7656
539,4	3,7053	2	376	825	508	366
446,2	3,2591	4	376	825	508	366
442,9	2,8162	6	376	825	508	366
440,3	2,3759	8	376	825	508	366
458	1,9179	10	375	825	507	366
477,9	1,44	12	375	825	507	366
476,6	0,9634	14	375	825	507	366
481,5	0,4819	16	374	825	506	366
481,9	0	18	373	825	500	365
	0	840	368	820	497	360
	Porcentaje de Humedad			94,27%		

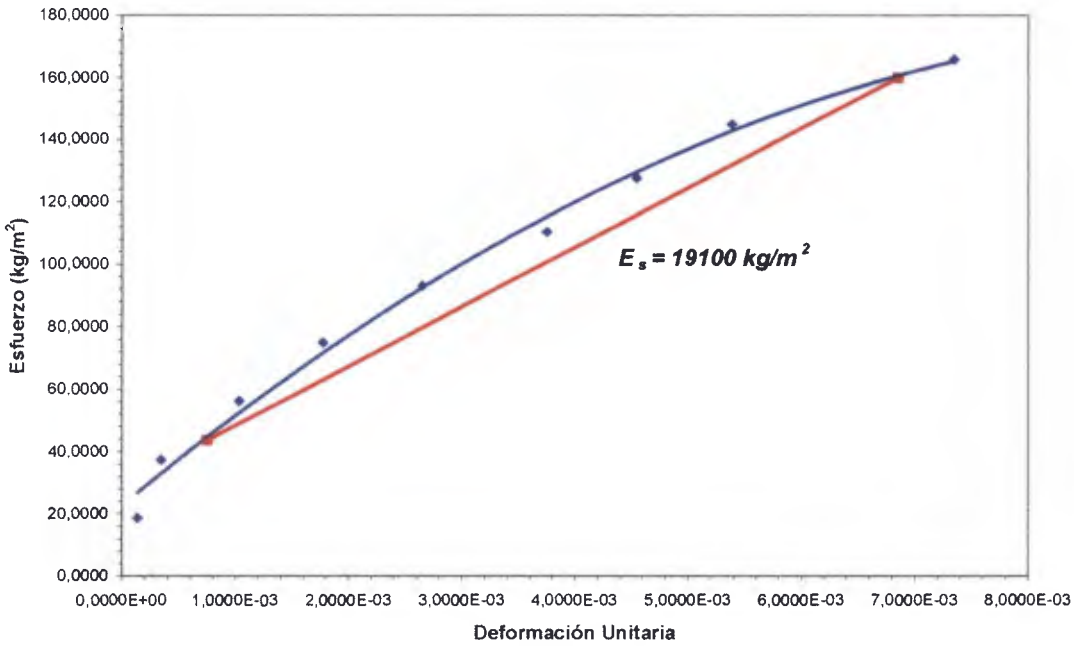
Ciclo de Recarga Ensayo PM2 - B						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (Kg)	Tiempo (min)	Deformímetros			
			C7647	C7655	C7648	C7656
481,9	0,4819	2	369	825	499	361
481,5	0,9634	4	370	828	500	361
476,6	1,44	6	370	828	500	361
477,9	1,9179	8	370	828	500	361
458,0	2,3759	10	371	828	503	361
440,3	2,8162	12	371	828	503	361
442,9	3,2591	14	372	829	503	361
446,2	3,7053	16	373	829	506	361
539,4	4,2447	18	374	830	507	362

Ciclo de Descarga Ensayo PM3 - B						
Descarga (gr)	Carga Acumulada (Kg)	Tiempo (min)	Deformímetros			
			C7647	C7655	C7648	C7656
539,4	3705,3	2	153	348	493	452
446,2	3259,1	4	153	348	491	452
442,9	2816,2	6	152	348	489	452
440,3	2375,9	8	152	348	488	452
458	1917,9	10	151	347	487	448
477,9	1440	12	151	347	483	446
482,1	957,9	14	150	347	479	445
476,6	481,3	16	150	347	477	444
481,3	0	18	149	347	475	440
	0	840	144	442	465	434
	Porcentaje de Humedad			104,99%		

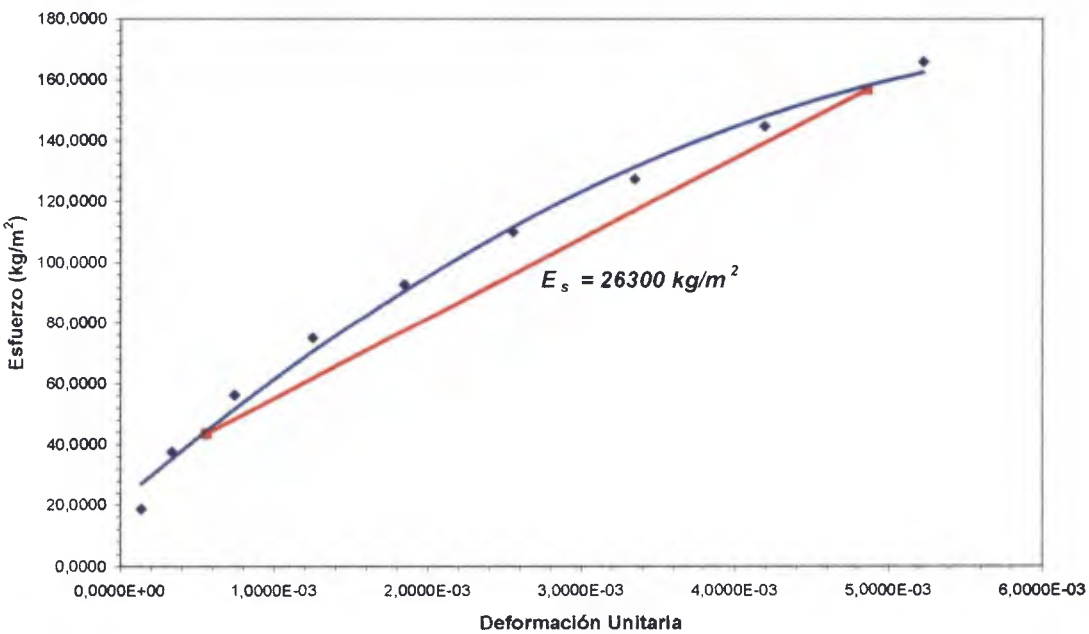
Ciclo de Recarga Ensayo PM3 - B						
Incremento Carga (gr)	Carga Acumulada (Kg)	Tiempo (min)	Deformímetros			
			C7647	C7655	C7648	C7656
477,9	477,9	2	144	444	465	435
476,6	954,5	4	145	444	465	435
481,3	1435,8	6	145	445	466	437
482,1	1917,9	8	146	445	466	438
458,0	2375,9	10	146	446	466	441
440,3	2816,2	12	147	456	468	450
442,9	3259,1	14	148	462	470	457
446,2	3705,3	16	149	470	472	465
539,4	4244,7	18	153	490	480	487

Anexo E
Curvas de Esfuerzo - Deformación Unitaria del suelo. Módulo de Elasticidad

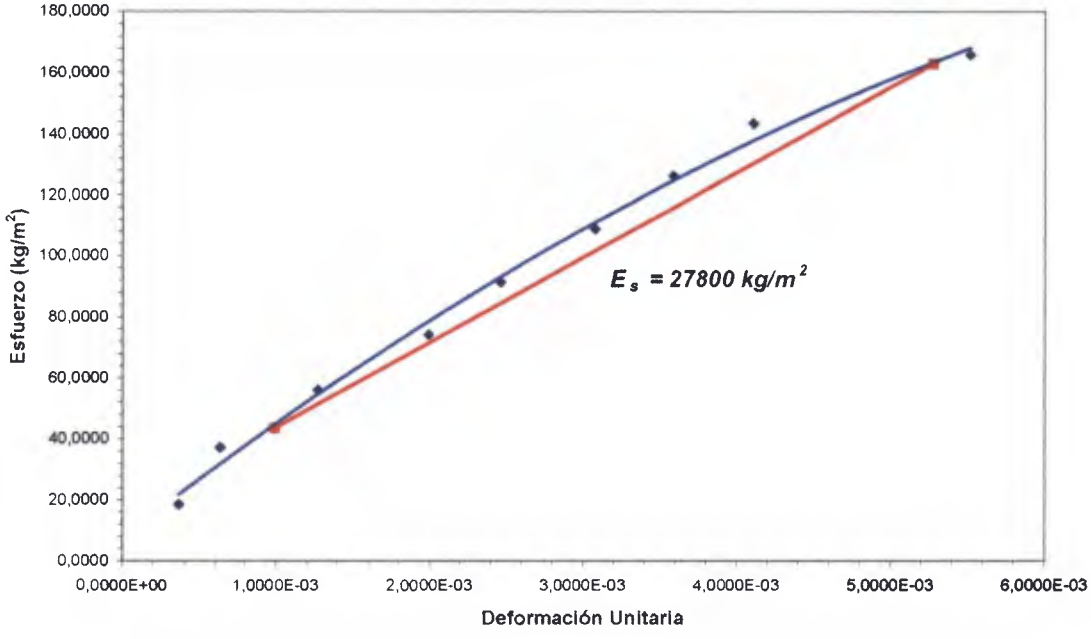
Módulo de Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM1 - A



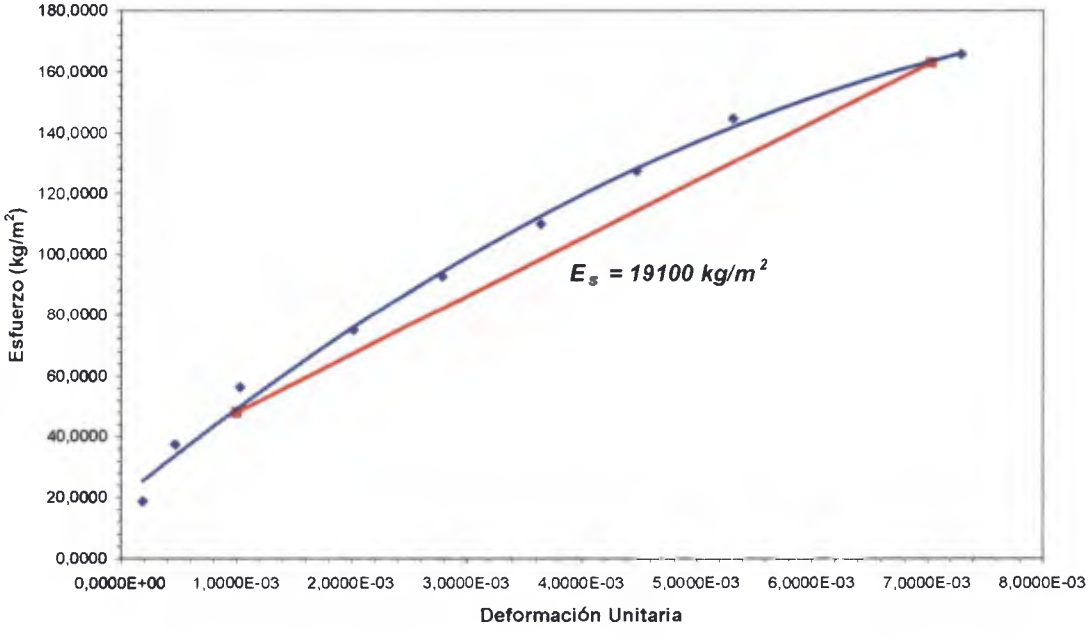
Módulo de Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM1 - B



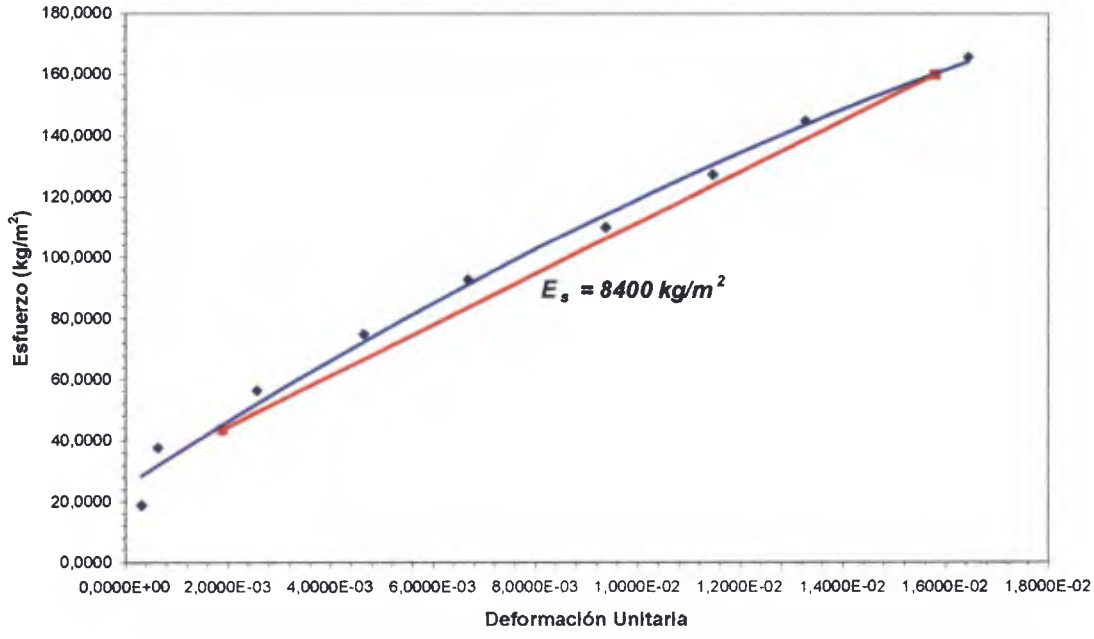
Módulo Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM1 - C



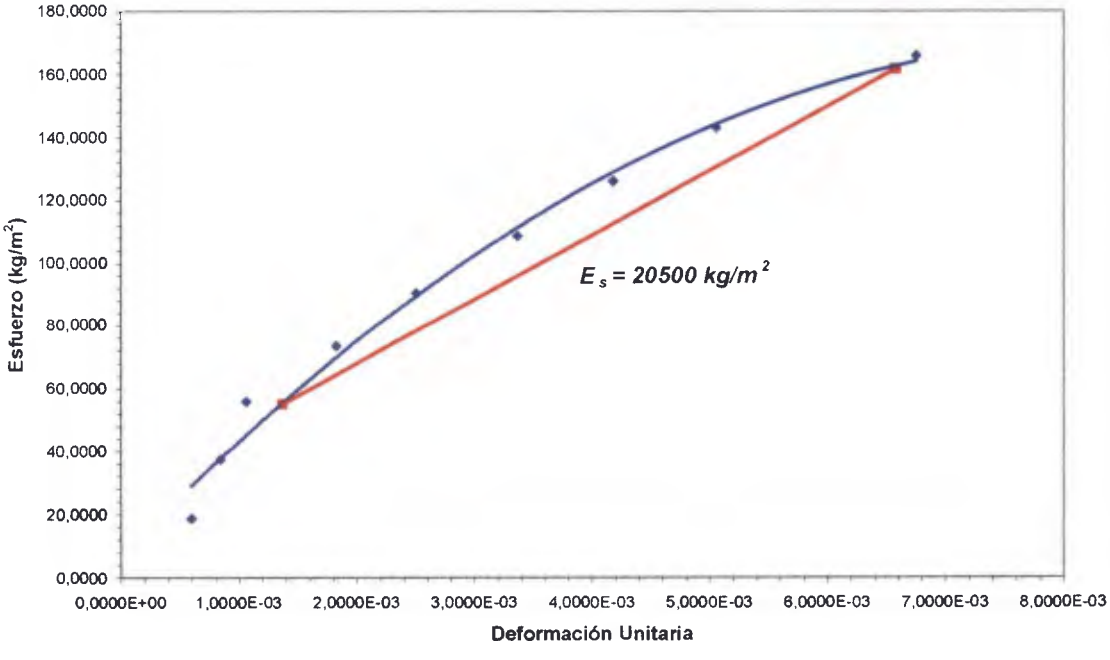
Módulo de Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM2 - A



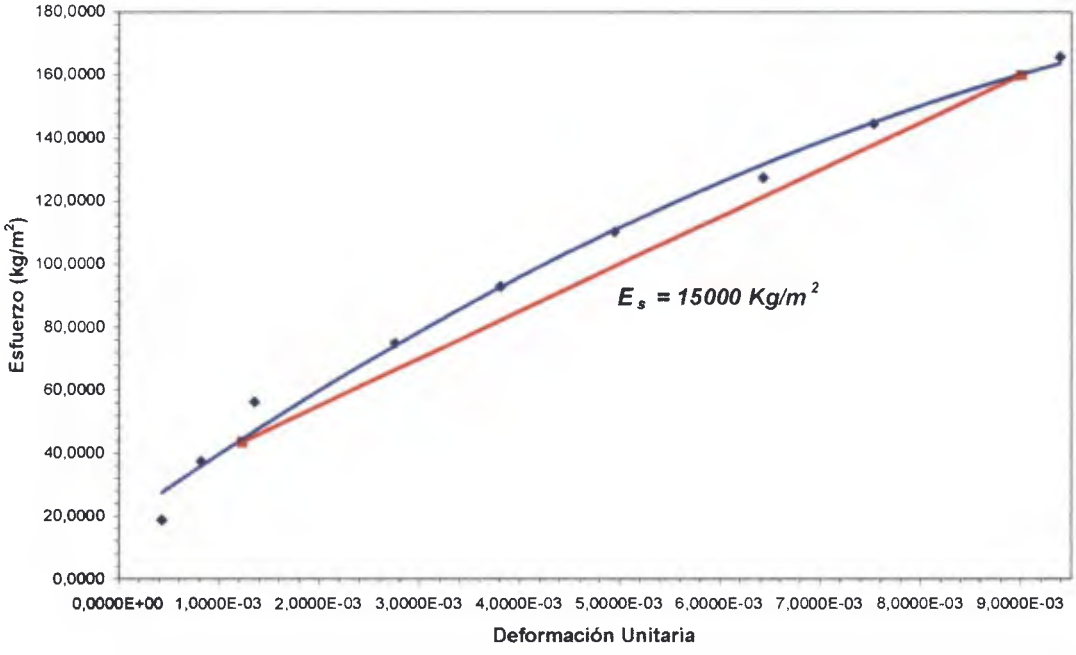
Módulo Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM2 - B



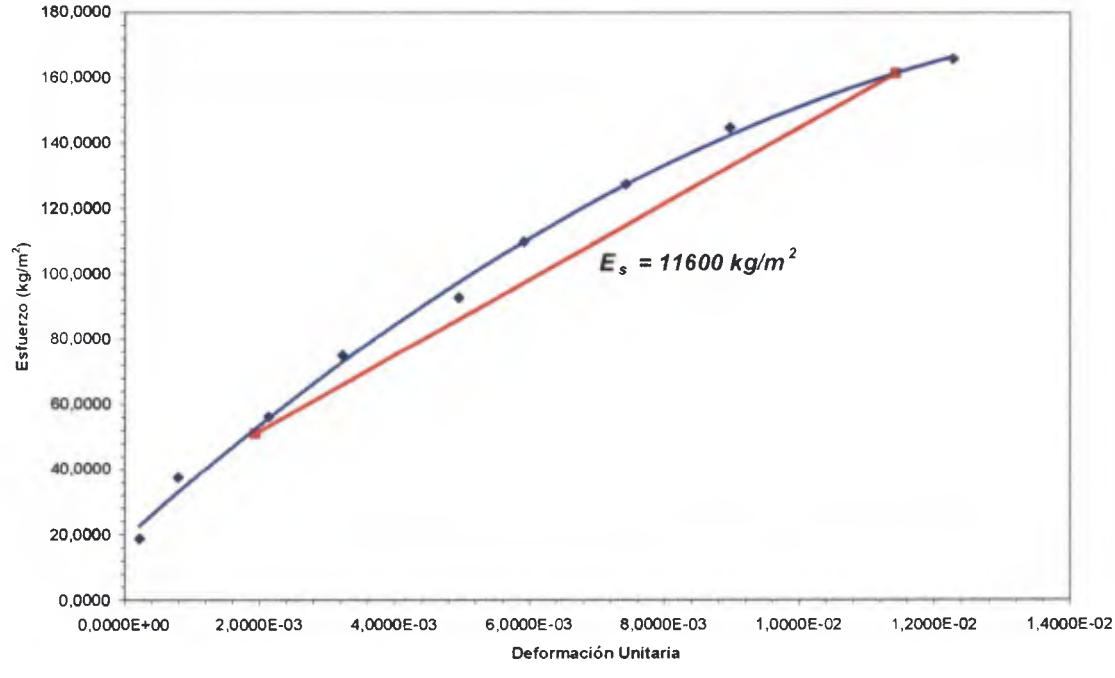
Módulo Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM2 - C



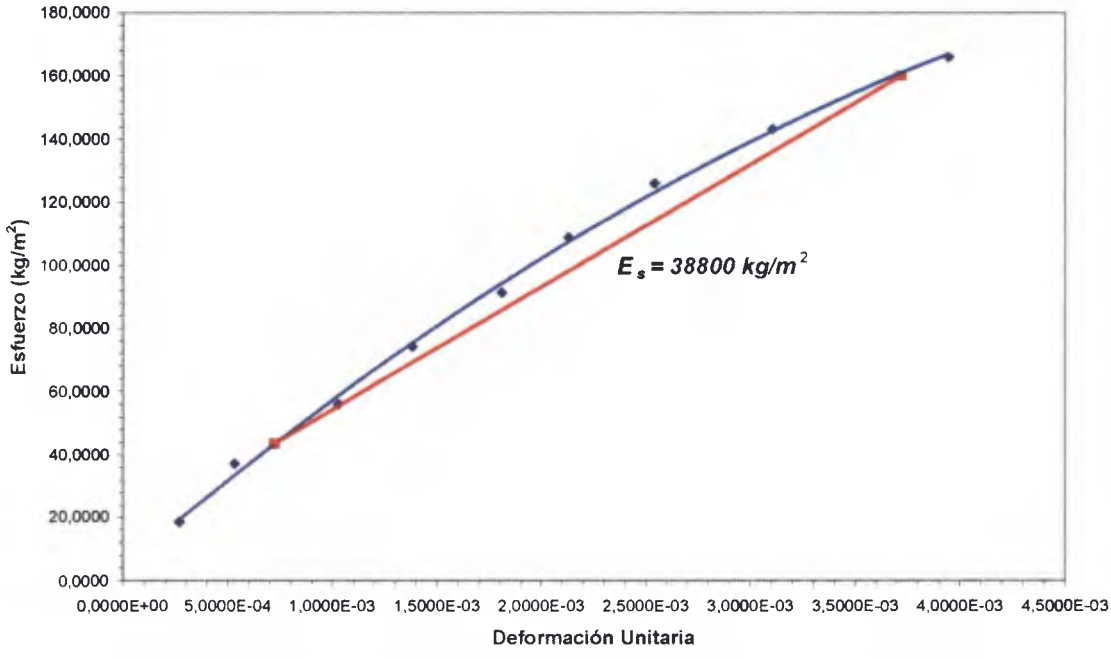
Módulo Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM3 - A



Módulo Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM3 - B

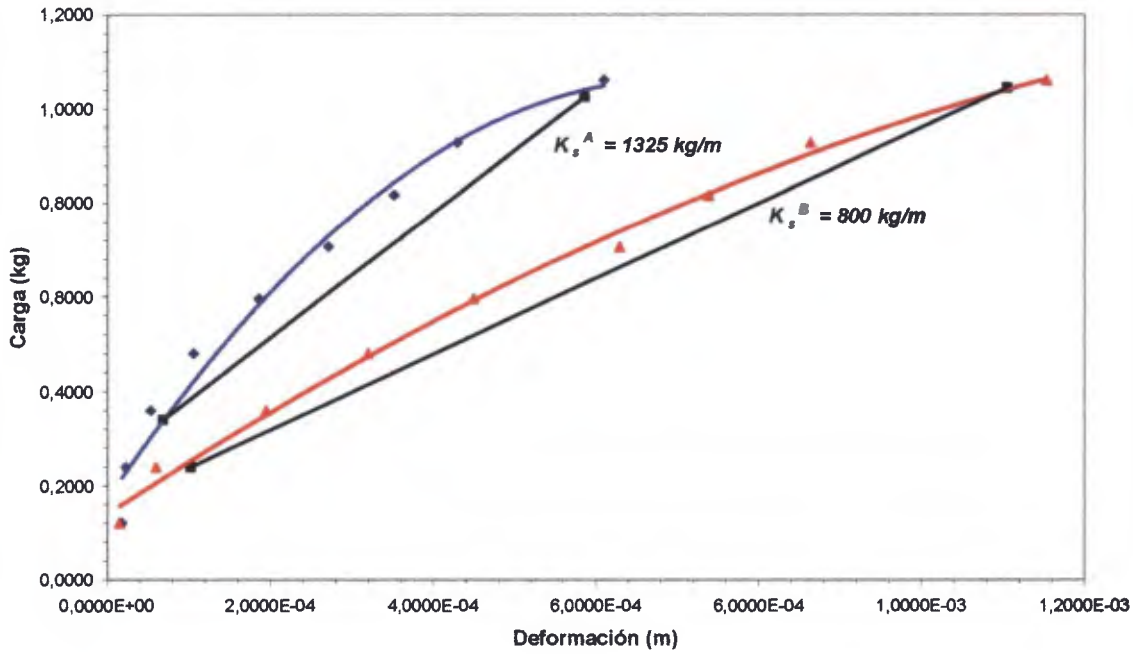


Módulo Elasticidad Promedio del suelo
Ensayo PM3 - C

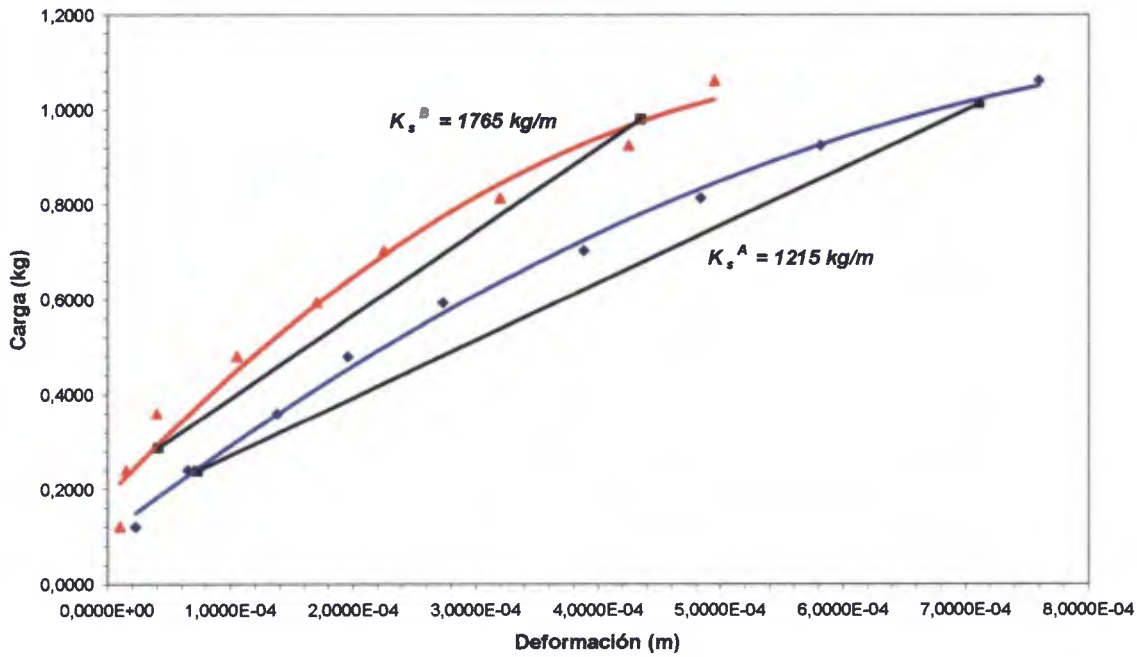


Anexo F
Curvas Carga – Deformación
Módulo de Cimentación del suelo

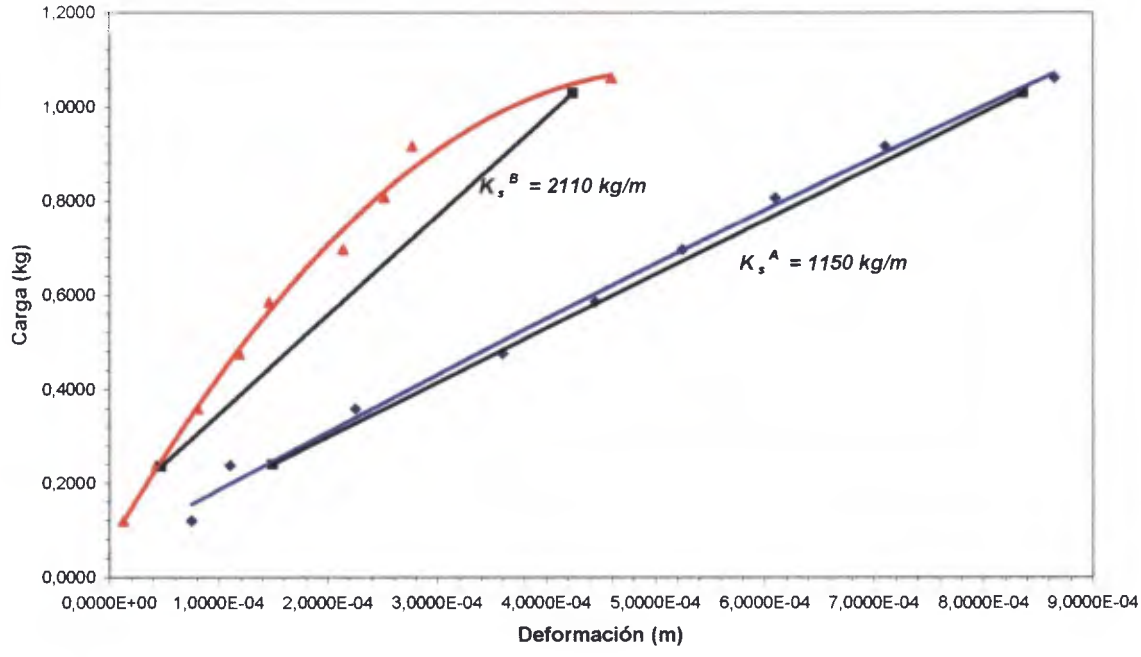
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM1 - A



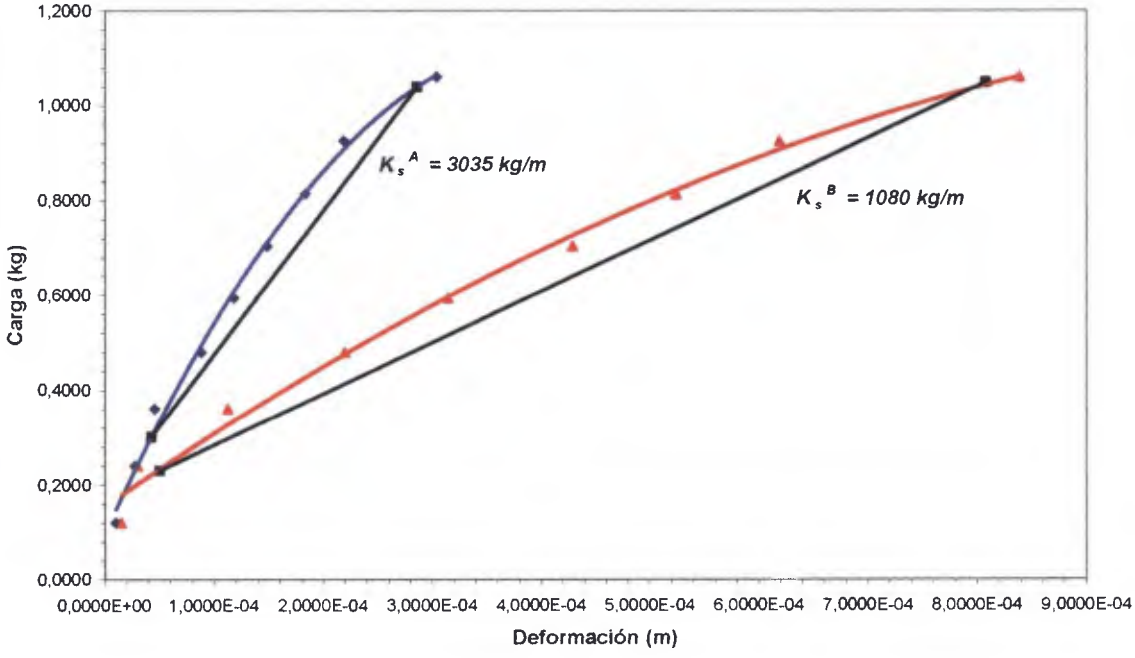
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM1 - B



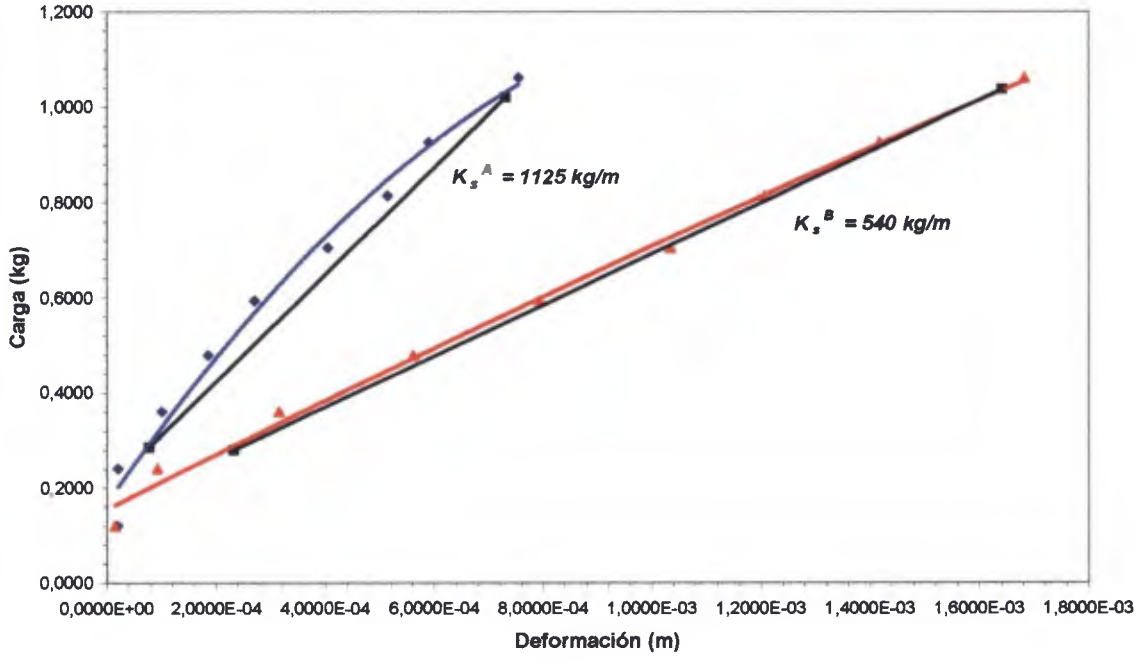
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM1 - C



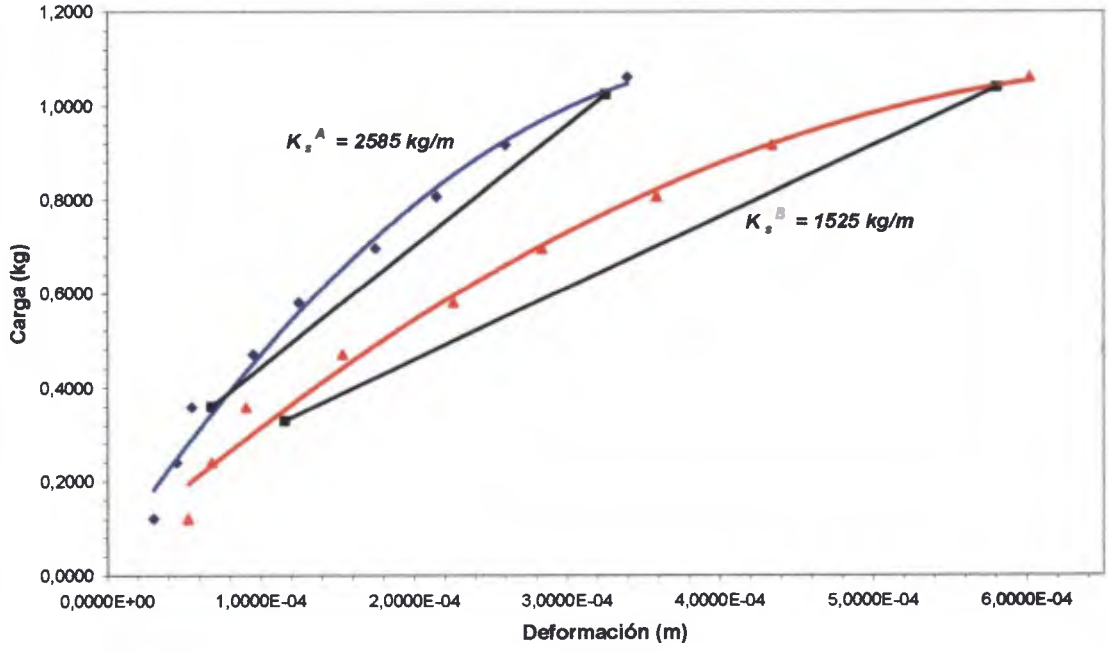
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM2 - A



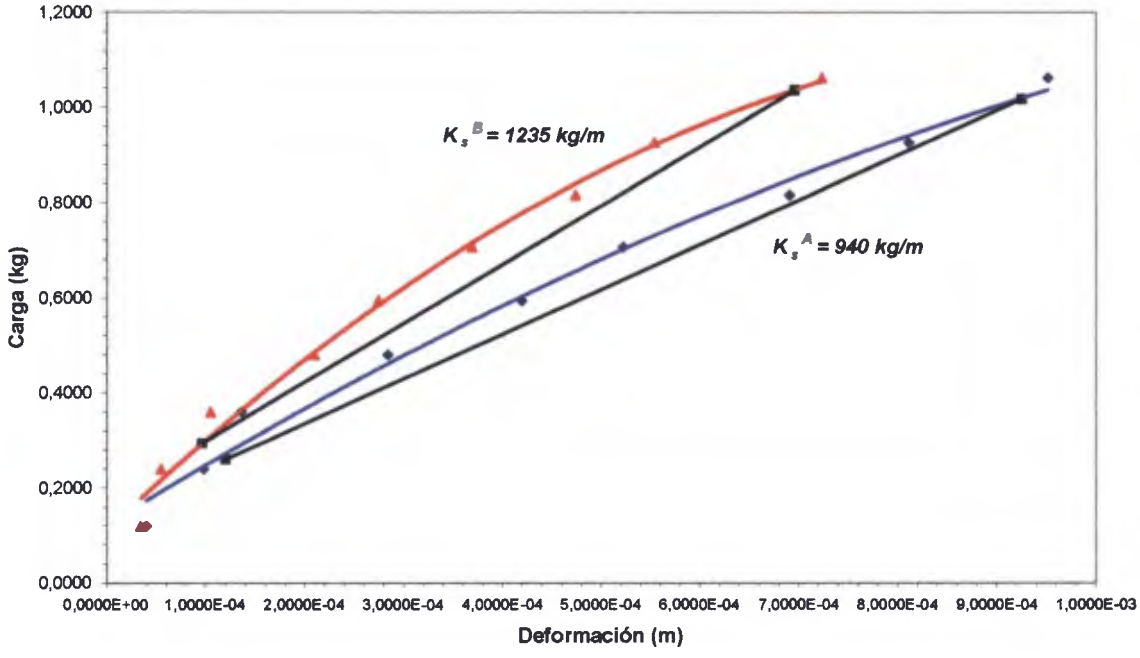
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM2 - B



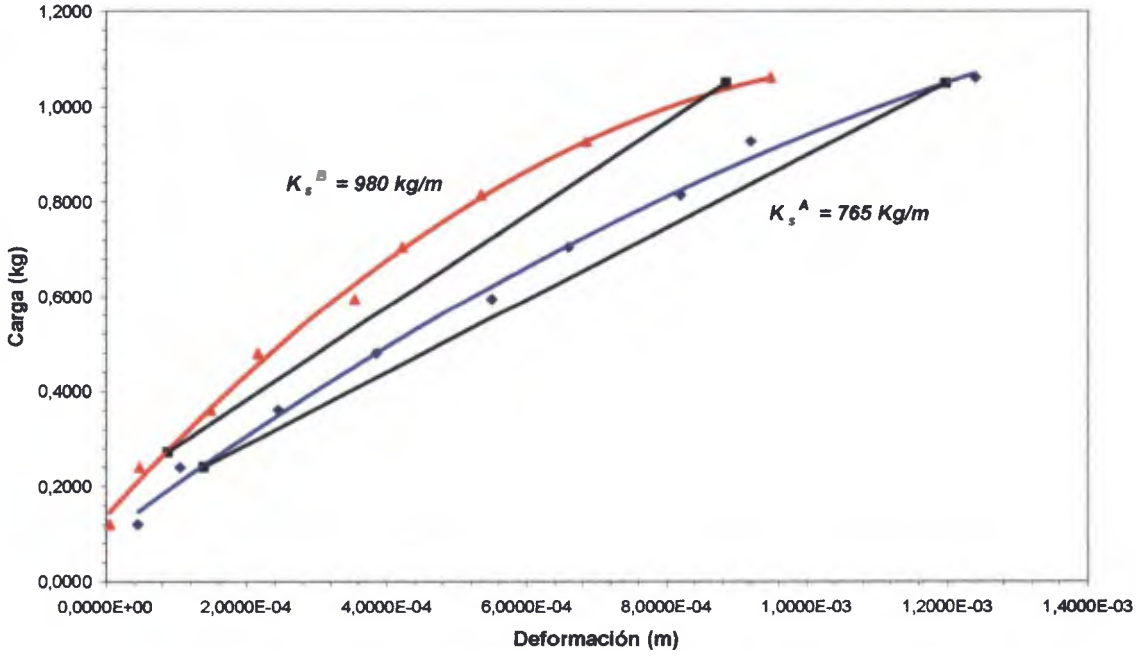
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM2 - C



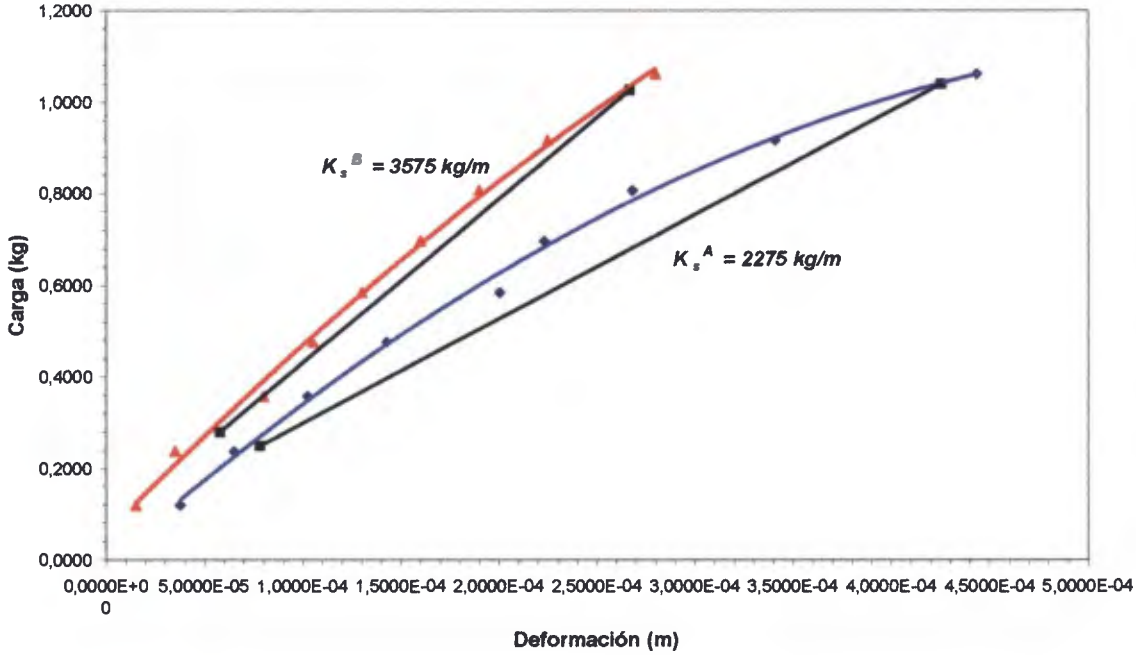
Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM3 - A



Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM3 - B



Módulo de Cimentación Promedio
Ensayo PM3 - C



Anexo G
Cálculo del Modelo Analítico de Asentamientos

Ensayos PM1

Cálculo de los Factores de Influencia Ensayos PM1.

Carga Unitaria 1								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{11}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{11}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{11}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{11}^D	0,08	0,02	0	0,120	0,5880	0,1651	-0,1651	0,1556
I_{21}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{21}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{21}^C	0,08	0,02	0,04	0,090	0,6822	0,5880	0,2187	0,1617
I_{21}^D	0,08	0,02	0,04	0,120	0,5639	0,4636	0,1651	0,1238
I_{31}^A	0,08	0,02	0,08	0,030	0,7525	1,2793	1,1071	0,0131
I_{31}^B	0,08	0,02	0,08	0,060	0,6747	1,0304	0,7854	0,0483
I_{31}^C	0,08	0,02	0,08	0,090	0,5864	0,8380	0,5880	0,0678
I_{31}^D	0,08	0,02	0,08	0,120	0,5064	0,6947	0,4636	0,0689
I_{41}^A	0,08	0,02	0,12	0,030	0,5741	1,3597	1,2793	0,0023
I_{41}^B	0,08	0,02	0,12	0,060	0,5377	1,1659	1,0304	0,0126
I_{41}^C	0,08	0,02	0,12	0,090	0,4900	0,9995	0,8380	0,0248
I_{41}^D	0,08	0,02	0,12	0,120	0,4405	0,8622	0,6947	0,0325

Carga Unitaria 2								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{12}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{12}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{12}^C	0,08	0,02	-0,04	0,090	0,6822	-0,2187	-0,5880	0,1617
I_{12}^D	0,08	0,02	-0,04	0,120	0,5639	-0,1651	-0,4636	0,1238
I_{22}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{22}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{22}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{22}^D	0,08	0,02	0	0,120	0,5880	0,1651	-0,1651	0,1556
I_{32}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{32}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{32}^C	0,08	0,02	0,04	0,090	0,6822	0,5880	0,2187	0,1617
I_{32}^D	0,08	0,02	0,04	0,120	0,5639	0,4636	0,1651	0,1238
I_{42}^A	0,08	0,02	0,08	0,030	0,7525	1,2793	1,1071	0,0131
I_{42}^B	0,08	0,02	0,08	0,060	0,6747	1,0304	0,7854	0,0483
I_{42}^C	0,08	0,02	0,08	0,090	0,5864	0,8380	0,5880	0,0678
I_{42}^D	0,08	0,02	0,08	0,120	0,5064	0,6947	0,4636	0,0689

Carga Unitaria 3								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{13}^A	0,08	0,02	-0,08	0,030	0,7525	-1,1071	-1,2793	0,0131
I_{13}^B	0,08	0,02	-0,08	0,060	0,6747	-0,7854	-1,0304	0,0483
I_{13}^C	0,08	0,02	-0,08	0,090	0,5864	-0,5880	-0,8380	0,0678
I_{13}^D	0,08	0,02	-0,08	0,120	0,5064	-0,4636	-0,6947	0,0689
I_{23}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{23}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{23}^C	0,08	0,02	-0,04	0,090	0,6822	-0,2187	-0,5880	0,1617
I_{23}^D	0,08	0,02	-0,04	0,120	0,5639	-0,1651	-0,4636	0,1238
I_{33}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{33}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{33}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{33}^D	0,08	0,02	0	0,120	0,5880	0,1651	-0,1651	0,1556
I_{43}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{43}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{43}^C	0,08	0,02	0,04	0,090	0,6822	0,5880	0,2187	0,1617
I_{43}^D	0,08	0,02	0,04	0,120	0,5639	0,4636	0,1651	0,1238

Carga Unitaria 4								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{14}^A	0,08	0,02	-0,12	0,030	0,5741	-1,2793	-1,3597	0,0023
I_{14}^B	0,08	0,02	-0,12	0,060	0,5377	-1,0304	-1,1659	0,0126
I_{14}^C	0,08	0,02	-0,12	0,090	0,4900	-0,8380	-0,9995	0,0248
I_{14}^D	0,08	0,02	-0,12	0,120	0,4405	-0,6947	-0,8622	0,0325
I_{24}^A	0,08	0,02	-0,08	0,030	0,7525	-1,1071	-1,2793	0,0131
I_{24}^B	0,08	0,02	-0,08	0,060	0,6747	-0,7854	-1,0304	0,0483
I_{24}^C	0,08	0,02	-0,08	0,090	0,5864	-0,5880	-0,8380	0,0678
I_{24}^D	0,08	0,02	-0,08	0,120	0,5064	-0,4636	-0,6947	0,0689
I_{34}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{34}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{34}^C	0,08	0,02	-0,04	0,090	0,6822	-0,2187	-0,5880	0,1617
I_{34}^D	0,08	0,02	-0,04	0,120	0,5639	-0,1651	-0,4636	0,1238
I_{44}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{44}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{44}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{44}^D	0,08	0,02	0	0,120	0,5880	0,1651	-0,1651	0,1556

Matriz de Factores de Influencia [I_{jl}^N] Ensayos PM1

$[I_{j1}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}6642 & 0{,}1409 & 0{,}0131 & 0{,}0023 \\ 0{,}3737 & 0{,}1921 & 0{,}0483 & 0{,}0126 \\ 0{,}2329 & 0{,}1617 & 0{,}0678 & 0{,}0248 \\ 0{,}1556 & 0{,}1238 & 0{,}0689 & 0{,}0325 \end{pmatrix}$$

$[I_{j2}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}1409 & 0{,}6642 & 0{,}1409 & 0{,}0131 \\ 0{,}1921 & 0{,}3737 & 0{,}1921 & 0{,}0483 \\ 0{,}1617 & 0{,}2329 & 0{,}1617 & 0{,}0678 \\ 0{,}1238 & 0{,}1556 & 0{,}1238 & 0{,}0689 \end{pmatrix}$$

$[I_{j3}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}0131 & 0{,}1409 & 0{,}6642 & 0{,}1409 \\ 0{,}0483 & 0{,}1921 & 0{,}3737 & 0{,}1921 \\ 0{,}0678 & 0{,}1617 & 0{,}2329 & 0{,}1617 \\ 0{,}0689 & 0{,}1238 & 0{,}1556 & 0{,}1238 \end{pmatrix}$$

$[I_{j4}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}0023 & 0{,}0131 & 0{,}1409 & 0{,}6642 \\ 0{,}0126 & 0{,}0483 & 0{,}1921 & 0{,}3737 \\ 0{,}0248 & 0{,}0678 & 0{,}1617 & 0{,}2329 \\ 0{,}0325 & 0{,}0689 & 0{,}1238 & 0{,}1556 \end{pmatrix}$$

Cálculo del esfuerzo transmitido por la placa de cimentación

Area Placa (m^2)	**0,0256**
Carga (kg)	**4,2447**
Q_l (kg/m^2)	***165,8086***

Vector de Carga en Areas Unitarias

$$\begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix}$$

Ensayo PM1 – A

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	d (m)	E_s (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)	$[\alpha^N]$
A	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06
B	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06
C	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06
D	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

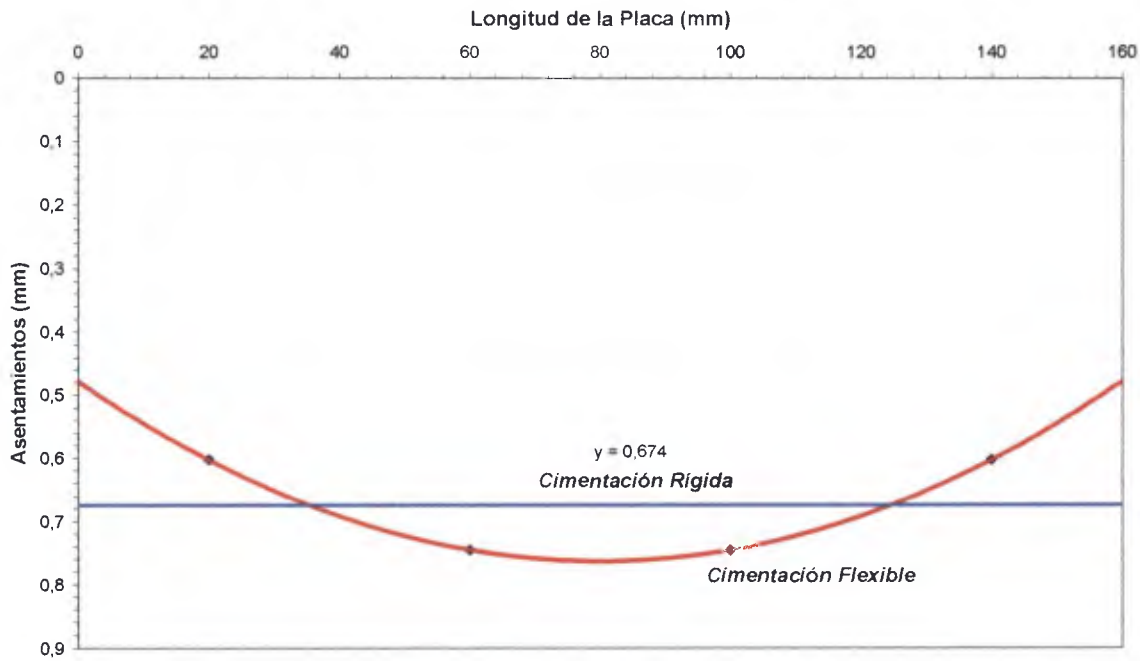
$$\begin{pmatrix} 2{,}2403E\text{-}06 & 9{,}7142E\text{-}07 & 3{,}1109E\text{-}07 & 1{,}1338E\text{-}07 \\ 9{,}7142E\text{-}07 & 2{,}2403E\text{-}06 & 9{,}7142E\text{-}07 & 3{,}1109E\text{-}07 \\ 3{,}1109E\text{-}07 & 9{,}7142E\text{-}07 & 2{,}2403E\text{-}06 & 9{,}7142E\text{-}07 \\ 1{,}1338E\text{-}07 & 3{,}1109E\text{-}07 & 9{,}7142E\text{-}07 & 2{,}2403E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00060291 \\ 0{,}00074518 \\ 0{,}00074518 \\ 0{,}00060291 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m^2)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,6029	0,7452	0,7452	0,6029

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM1 - A



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	219,8461	122,0668	122,0668	219,8461
δ_i' (mm)	0,6740	0,6740	0,6740	0,6740

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	683,8256
W'(kg)	4,3765
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9699

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM1 - A

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	213,2261	118,3911	118,3911	213,2261
δ_o(mm)	0,6537	0,6537	0,6537	0,6537

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM1 - A		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	3,42%	**4,1040**
0,12	3,42%	**4,1040**

Módulo de Cimentación, Factor de Interacción suelo – estructura.

	1	2	3	4
K_s (kg/m)	2087,5590	1159,0910	1159,0910	2087,5590

Determinación de la Ecuación Matricial de Interacción Ensayo PM1

X_1 =0			
K1 (kg/m)	2087,5590	Δ1 (m)	0,0010167
K4 (kg/m)	2087,5590	Δ2 (m)	0,0010167
X1 (kg)	2,1224	Δ3 (m)	0,0010167
X4 (kg)	2,1224	Δ4 (m)	0,0010167
X_2 = 1			
K1 (kg/m)	2087,5590		
K2 (kg/m)	1159,0910	Δ1 (m)	0,0003194
K4 (kg/m)	2087,5590	Δ2 (m)	0,0002661
X1 (kg)	0,6667	Δ3 (m)	0,0002129
X4 (kg)	0,3333	Δ4 (m)	0,0001597
X_3 = 1			
K1 (kg/m)	2087,5590		
K3 (kg/m)	1159,0910	Δ1 (m)	0,0001597
K4 (kg/m)	2087,5590	Δ2 (m)	0,0002129
X1 (kg)	0,3333	Δ3 (m)	0,0002661
X4 (kg)	0,6667	Δ4 (m)	0,0003194

Ecuación Matricial de Interacción (EMI)

$$\begin{pmatrix} 0{,}0011289 & 0{,}0002129 \\ 0{,}0002129 & 0{,}0011289 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} X2 \\ X3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00101667 \\ 0{,}00101667 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} X1\ (kg) \\ X2\ (kg) \\ X3\ (kg) \\ X4\ (kg) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1{,}364646895 \\ 0{,}757703105 \\ 0{,}757703105 \\ 1{,}364646895 \end{pmatrix}$$

Ensayo PM1 – B

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)	[α^N]
A	0,030	26300	3,8023E-05	1,14068E-06
B	0,030	26300	3,8023E-05	1,14068E-06
C	0,030	26300	3,8023E-05	1,14068E-06
D	0,030	26300	3,8023E-05	1,14068E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

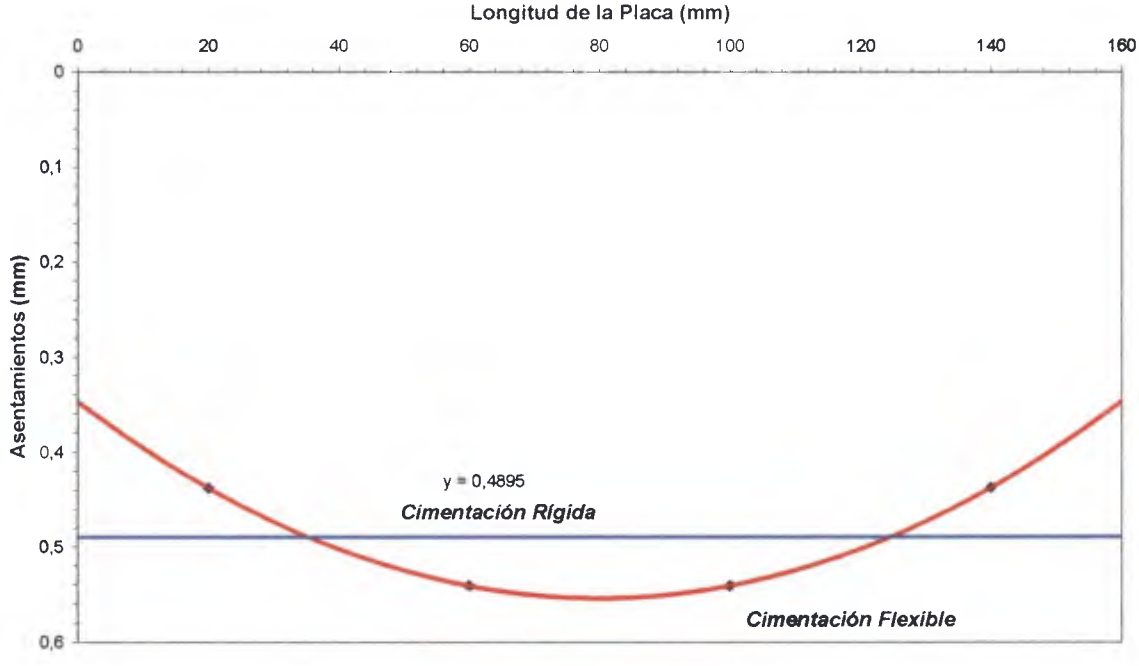
$$\begin{pmatrix} 1{,}627E\text{-}06 & 7{,}0548E\text{-}07 & 2{,}2593E\text{-}07 & 8{,}2339E\text{-}08 \\ 7{,}0548E\text{-}07 & 1{,}627E\text{-}06 & 7{,}0548E\text{-}07 & 2{,}2593E\text{-}07 \\ 2{,}2593E\text{-}07 & 7{,}0548E\text{-}07 & 1{,}627E\text{-}06 & 7{,}0548E\text{-}07 \\ 8{,}2339E\text{-}08 & 2{,}2593E\text{-}07 & 7{,}0548E\text{-}07 & 1{,}627E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00043786 \\ 0{,}00054118 \\ 0{,}00054118 \\ 0{,}00043786 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m^2)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,4379	0,5412	0,5412	0,4379

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM1 - B



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	219,8537	122,0710	122,0710	219,8537
δ_i' (mm)	0,4895	0,4895	0,4895	0,4895

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	683,8495
W'(kg)	4,3766
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9699

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM1 - B

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	213,2261	118,3911	118,3911	213,2261
δ_o(mm)	0,4747	0,4747	0,4747	0,4747

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM1 - B		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	3,42%	**4,1040**
0,12	3,42%	**4,1040**

Ensayo PM1 – C

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m²)	M_c (m²/kg)	$[\alpha^N]$
A	0,030	27800	3,5971E-05	1,07914E-06
B	0,030	27800	3,5971E-05	1,07914E-06
C	0,030	27800	3,5971E-05	1,07914E-06
D	0,030	27800	3,5971E-05	1,07914E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

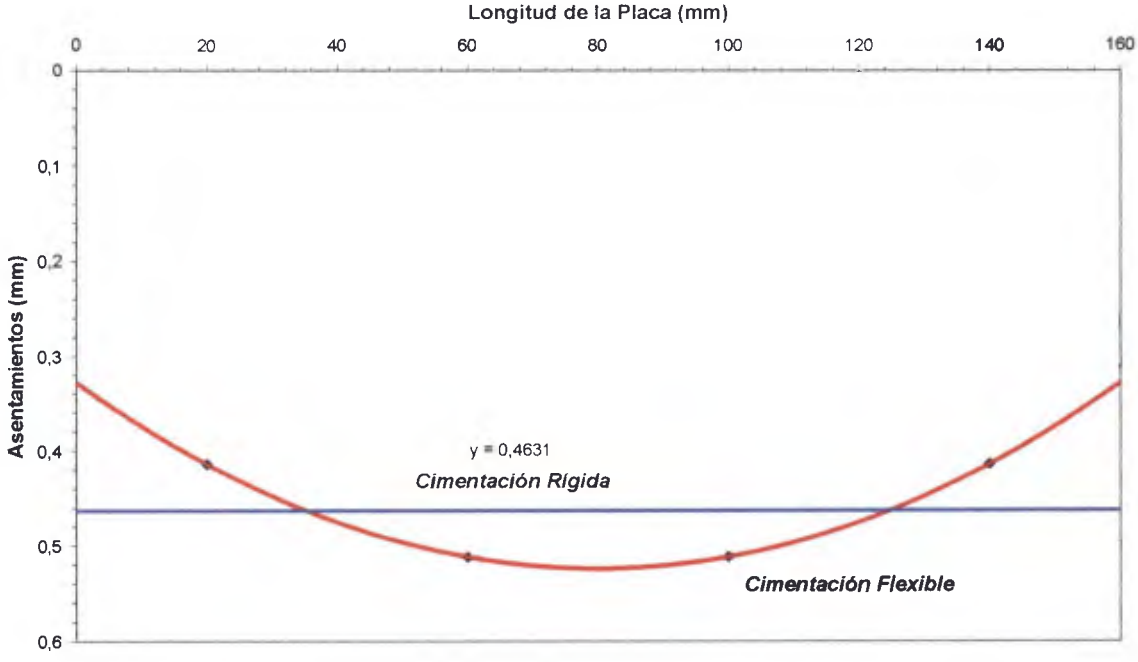
$$\begin{pmatrix} 1{,}5392E\text{-}06 & 6{,}6741E\text{-}07 & 2{,}1374E\text{-}07 & 7{,}7896E\text{-}08 \\ 6{,}6741E\text{-}07 & 1{,}5392E\text{-}06 & 6{,}6741E\text{-}07 & 2{,}1374E\text{-}07 \\ 2{,}1374E\text{-}07 & 6{,}6741E\text{-}07 & 1{,}5392E\text{-}06 & 6{,}6741E\text{-}07 \\ 7{,}7896E\text{-}08 & 2{,}1374E\text{-}07 & 6{,}6741E\text{-}07 & 1{,}5392E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00041423 \\ 0{,}00051198 \\ 0{,}00051198 \\ 0{,}00041423 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m²)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,4142	0,5120	0,5120	0,4142

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM1 - C



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	219,8594	122,0742	122,0742	219,8594
δ_i' (mm)	0,4631	0,4631	0,4631	0,4631

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	683,8671
W'(kg)	4,3767
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9698

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM1 - C

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	213,2261	118,3911	118,3911	213,2261
δ_o(mm)	0,4491	0,4491	0,4491	0,4491

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM1 - C		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	2,60%	**3,1200**
0,12	2,60%	**3,1200**

Ensayos PM2

Cálculo de los Factores de Influencia Ensayos PM2.

Carga Unitaria 1								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{11}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{11}^B	0,08	0,02	0	0,050	1,0122	0,3805	-0,3805	0,4466
I_{11}^C	0,08	0,02	0	1000,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
I_{11}^D	0,08	0,02	0	1000,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
I_{21}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{21}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{21}^C	0,08	0,02	0,04	0,070	0,7815	0,7086	0,2783	0,1853
I_{21}^D	0,08	0,02	0,04	1000,000	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000
I_{31}^A	0,08	0,02	0,08	0,030	0,7525	1,2793	1,1071	0,0131
I_{31}^B	0,08	0,02	0,08	0,060	0,6747	1,0304	0,7854	0,0483
I_{31}^C	0,08	0,02	0,08	0,090	0,5864	0,8380	0,5880	0,0678
I_{31}^D	0,08	0,02	0,08	1000,000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
I_{41}^A	0,08	0,02	0,12	0,030	0,5741	1,3597	1,2793	0,0023
I_{41}^B	0,08	0,02	0,12	0,060	0,5377	1,1659	1,0304	0,0126
I_{41}^C	0,08	0,02	0,12	0,090	0,4900	0,9995	0,8380	0,0248
I_{41}^D	0,08	0,02	0,12	0,011	0,5861	1,4924	1,4612	0,0001

Carga Unitaria 2								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{12}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{12}^B	0,08	0,02	-0,04	0,050	0,8958	-0,3805	-0,8761	0,1908
I_{12}^C	0,08	0,02	-0,04	1000,000	0,0001	0,0000	-0,0001	0,0000
I_{12}^D	0,08	0,02	-0,04	1000,000	0,0001	0,0000	-0,0001	0,0000
I_{22}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{22}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{22}^C	0,08	0,02	0	0,070	0,8520	0,2783	-0,2783	0,3162
I_{22}^D	0,08	0,02	0	1000,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
I_{32}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{32}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{32}^C	0,08	0,02	0,04	0,090	0,6822	0,5880	0,2187	0,1617
I_{32}^D	0,08	0,02	0,04	1000,000	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000
I_{42}^A	0,08	0,02	0,08	0,030	0,7525	1,2793	1,1071	0,0131
I_{42}^B	0,08	0,02	0,08	0,060	0,6747	1,0304	0,7854	0,0483
I_{42}^C	0,08	0,02	0,08	0,090	0,5864	0,8380	0,5880	0,0678
I_{42}^D	0,08	0,02	0,08	0,011	0,7807	1,4612	1,3895	0,0009

Carga Unitaria 3								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{13}^A	0,08	0,02	-0,08	0,030	0,7525	-1,1071	-1,2793	0,0131
I_{13}^B	0,08	0,02	-0,08	0,050	0,7033	-0,8761	-1,1071	0,0370
I_{13}^C	0,08	0,02	-0,08	1000,000	0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000
I_{13}^D	0,08	0,02	-0,08	1000,000	0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000
I_{23}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{23}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{23}^C	0,08	0,02	-0,04	0,070	0,7815	-0,2783	-0,7086	0,1853
I_{23}^D	0,08	0,02	-0,04	1000,000	0,0001	0,0000	-0,0001	0,0000
I_{33}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{33}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{33}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{33}^D	0,08	0,02	0	1000,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
I_{43}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{43}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{43}^C	0,08	0,02	0,04	0,090	0,6822	0,5880	0,2187	0,1617
I_{43}^D	0,08	0,02	0,04	0,011	1,0924	1,3895	1,0680	0,0239

Carga Unitaria 4								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{14}^A	0,08	0,02	-0,12	0,030	0,5741	-1,2793	-1,3597	0,0023
I_{14}^B	0,08	0,02	-0,12	0,050	0,5517	-1,1071	-1,2278	0,0085
I_{14}^C	0,08	0,02	-0,12	1000,000	0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000
I_{14}^D	0,08	0,02	-0,12	1000,000	0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000
I_{24}^A	0,08	0,02	-0,08	0,030	0,7525	-1,1071	-1,2793	0,0131
I_{24}^B	0,08	0,02	-0,08	0,060	0,6747	-0,7854	-1,0304	0,0483
I_{24}^C	0,08	0,02	-0,08	0,070	0,6451	-0,7086	-0,9601	0,0573
I_{24}^D	0,08	0,02	-0,08	1000,000	0,0001	-0,0001	-0,0001	0,0000
I_{34}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{34}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{34}^C	0,08	0,02	-0,04	0,090	0,6822	-0,2187	-0,5880	0,1617
I_{34}^D	0,08	0,02	-0,04	1000,000	0,0001	0,0000	-0,0001	0,0000
I_{44}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{44}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{44}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{44}^D	0,08	0,02	0	0,011	1,4342	1,0680	-1,0680	0,9486

Matriz de Factores de Influencia [I_{jl}^{N}] Ensayos PM3

$[I_{j1}^{N}]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}6642 & 0{,}1409 & 0{,}0131 & 0{,}0023 \\ 0{,}4466 & 0{,}1921 & 0{,}0483 & 0{,}0126 \\ 0{,}0000 & 0{,}1853 & 0{,}0678 & 0{,}0248 \\ 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0001 \end{pmatrix}$$

$[I_{j2}^{N}]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}1409 & 0{,}6642 & 0{,}1409 & 0{,}0131 \\ 0{,}1908 & 0{,}3737 & 0{,}1921 & 0{,}0483 \\ 0{,}0000 & 0{,}3162 & 0{,}1617 & 0{,}0678 \\ 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0009 \end{pmatrix}$$

$[I_{j3}^{N}]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}0131 & 0{,}1409 & 0{,}6642 & 0{,}1409 \\ 0{,}0370 & 0{,}1921 & 0{,}3737 & 0{,}1921 \\ 0{,}0000 & 0{,}1853 & 0{,}2329 & 0{,}1617 \\ 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0239 \end{pmatrix}$$

$[I_{j4}^{N}]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}0023 & 0{,}0131 & 0{,}1409 & 0{,}6642 \\ 0{,}0085 & 0{,}0483 & 0{,}1921 & 0{,}3737 \\ 0{,}0000 & 0{,}0573 & 0{,}1617 & 0{,}2329 \\ 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}0000 & 0{,}9486 \end{pmatrix}$$

Cálculo del esfuerzo transmitido por la placa de cimentación

Area Placa (m^2)	**0,0256**
Carga (kg)	**4,2447**
Q_l (kg/m^2)	***165,8086***

Vector de Carga en Areas Unitarias

$$\begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix}$$

Ensayo PM2 – A

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m²)	M_c (m²/kg)	$[\alpha^N]$
A	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06
B	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06
C	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06
D	0,030	19100	5,2356E-05	1,57068E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

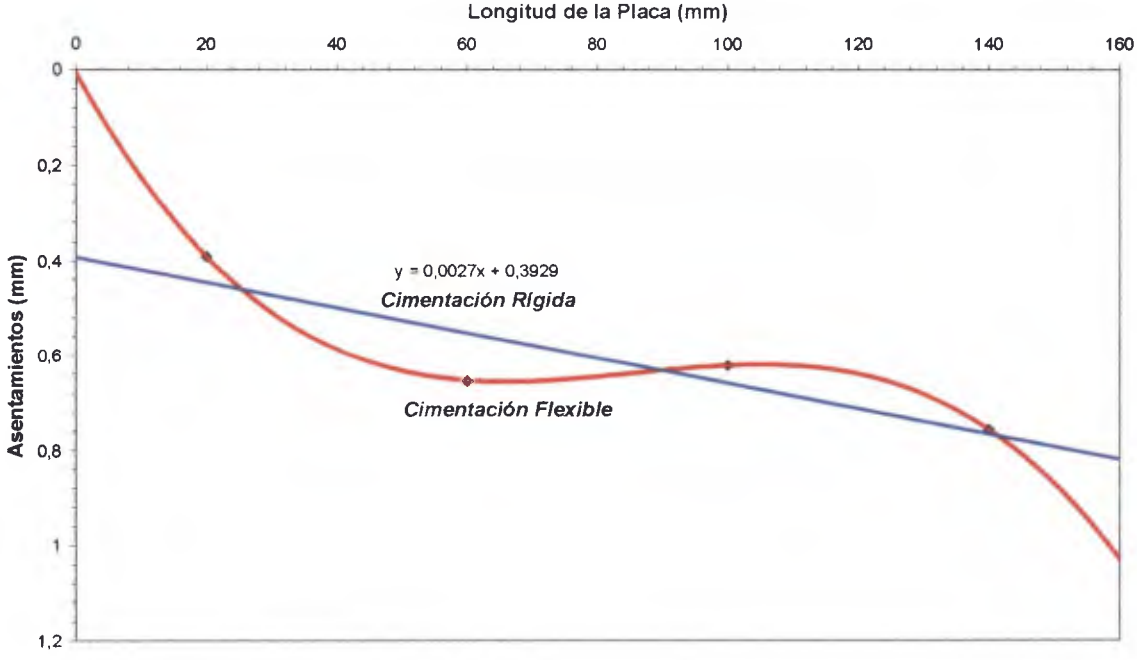
$$\begin{pmatrix} 1{,}7446E\text{-}06 & 5{,}2102E\text{-}07 & 7{,}8661E\text{-}08 & 1{,}7019E\text{-}08 \\ 8{,}1406E\text{-}07 & 2{,}1268E\text{-}06 & 8{,}1406E\text{-}07 & 1{,}8647E\text{-}07 \\ 2{,}0284E\text{-}07 & 7{,}769E\text{-}07 & 1{,}9959E\text{-}06 & 7{,}769E\text{-}07 \\ 6{,}2592E\text{-}08 & 2{,}042E\text{-}07 & 8{,}1451E\text{-}07 & 3{,}4858E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00039153 \\ 0{,}00065352 \\ 0{,}00062221 \\ 0{,}00075727 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m²)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,3915	0,6535	0,6222	0,7573

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM2 - A



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m²)	221,0988	79,5471	215,5791	162,1494
δ_i' (mm)	0,4469	0,5549	0,6629	0,7709

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	678,3744
W'(kg)	4,3416
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9777

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM2 – A

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	216,1643	77,7717	210,7678	158,5305
δ_o(mm)	0,4369	0,5425	0,6481	0,7537

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM2 - A		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	3,42%	**4,1040**
0,04	3,42%	**1,3680**

Módulo de Cimentación, Factor de Interacción suelo – estructura.

	1	2	3	4
K_s (kg/m)	3166,3292	917,4648	2081,3192	1346,1616

Determinación de la Ecuación Matricial de Interacción Ensayo PM2

$X_1 = 0$			
K1 (kg/m)	3166,3292	Δ1 (m)	0,000670271
K4 (kg/m)	1346,1616	Δ2 (m)	0,000972366
X1 (kg)	2,1223	Δ3 (m)	0,001274462
X4 (kg)	2,1223	Δ4 (m)	0,001576557
$X_2 = 1$			
K1 (kg/m)	3166,3292		
K2 (kg/m)	917,4648	Δ1 (m)	0,000210549
K4 (kg/m)	1346,1616	Δ2 (m)	0,000222905
X1 (kg)	0,6667	Δ3 (m)	0,000235261
X4 (kg)	0,3333	Δ4 (m)	0,000247618
$X_3 = 1$			
K1 (kg/m)	3166,3292		
K3 (kg/m)	2081,3192	Δ1 (m)	0,000105274
K4 (kg/m)	1346,1616	Δ2 (m)	0,000235261
X1 (kg)	0,3333	Δ3 (m)	0,000365248
X4 (kg)	0,6667	Δ4 (m)	0,000495235

Ecuación Matricial de Interacción (EMI)

$$\begin{pmatrix} 0{,}0013129 & 0{,}0002353 \\ 0{,}0002353 & 0{,}0008457 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} X2 \\ X3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00097237 \\ 0{,}00127446 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} X1\ (kg) \\ X2\ (kg) \\ X3\ (kg) \\ X4\ (kg) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1{,}3357106 \\ 0{,}4952906 \\ 1{,}3691868 \\ 1{,}0444119 \end{pmatrix}$$

Ensayo PM2 – B

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m²)	M_c (m²/kg)	$[\alpha^N]$
A	0,030	8400	1,1905E-04	3,57143E-06
B	0,030	8400	1,1905E-04	3,57143E-06
C	0,030	8400	1,1905E-04	3,57143E-06
D	0,030	8400	1,1905E-04	3,57143E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

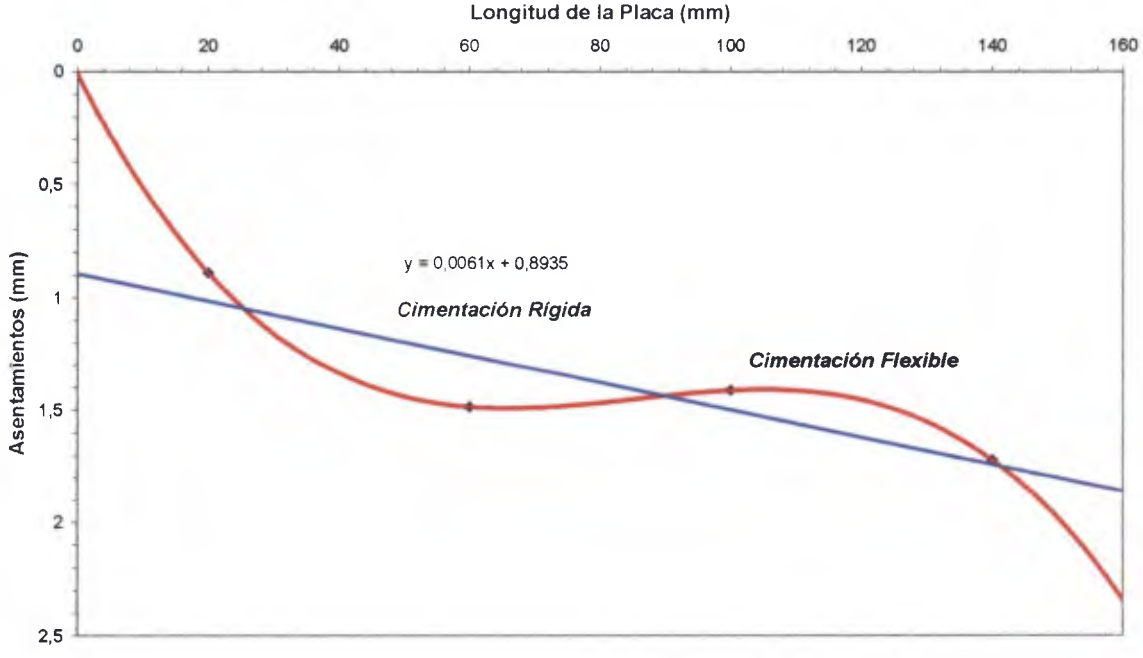
$$\begin{pmatrix} 3{,}967E\text{-}06 & 1{,}1847E\text{-}06 & 1{,}7886E\text{-}07 & 3{,}8697E\text{-}08 \\ 1{,}851E\text{-}06 & 4{,}836E\text{-}06 & 1{,}851E\text{-}06 & 4{,}2399E\text{-}07 \\ 4{,}6123E\text{-}07 & 1{,}7665E\text{-}06 & 4{,}5383E\text{-}06 & 1{,}7665E\text{-}06 \\ 1{,}4232E\text{-}07 & 4{,}643E\text{-}07 & 1{,}852E\text{-}06 & 7{,}9261E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00089027 \\ 0{,}00148598 \\ 0{,}00141478 \\ 0{,}00172189 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m²)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,8903	1,4860	1,4148	1,7219

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM2 - B



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	221,0120	79,3773	215,0241	161,6118
δ_i' (mm)	1,0155	1,2595	1,5035	1,7475

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	677,0253
W'(kg)	4,3330
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9796

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM2 – B

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	216,5101	77,7604	210,6441	158,3198
δ_o(mm)	0,9948	1,2338	1,4729	1,7119

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM2 - B		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	3,42%	**4,1040**
0,04	3,42%	**1,3680**

Ensayo PM2 – C

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)	$[\alpha^N]$
A	0,030	20500	4,878E-05	1,46341E-06
B	0,030	20500	4,878E-05	1,46341E-06
C	0,030	20500	4,878E-05	1,46341E-06
D	0,030	20500	4,878E-05	1,46341E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

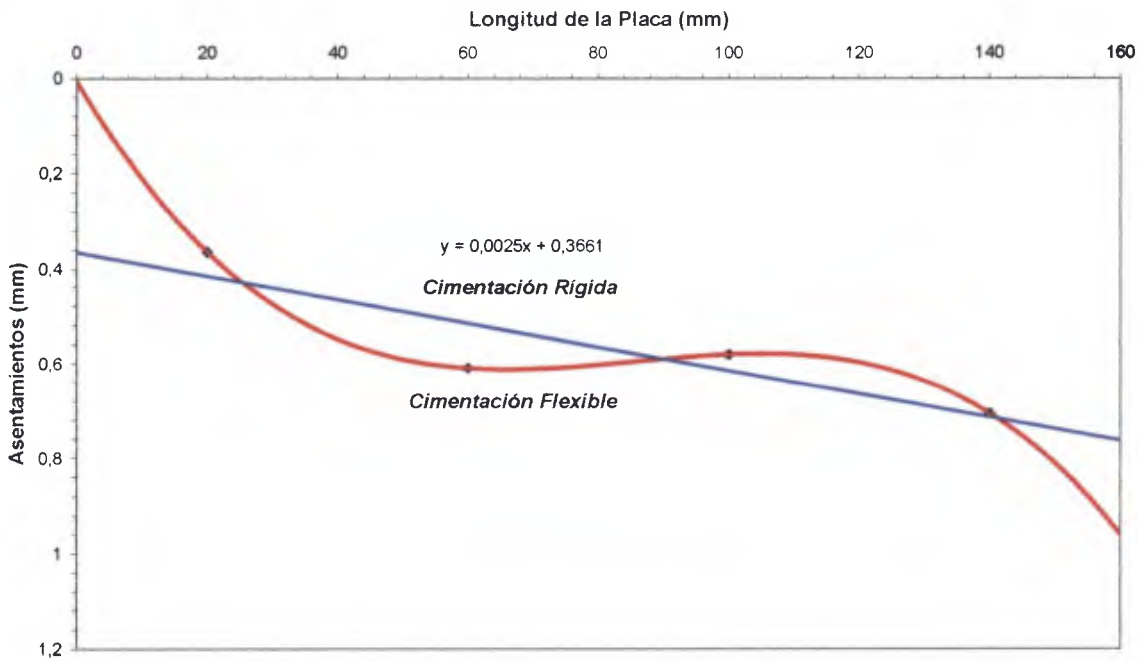
$$\begin{pmatrix} 1{,}6255E\text{-}06 & 4{,}8544E\text{-}07 & 7{,}3289E\text{-}08 & 1{,}5856E\text{-}08 \\ 7{,}5847E\text{-}07 & 1{,}9816E\text{-}06 & 7{,}5847E\text{-}07 & 1{,}7373E\text{-}07 \\ 1{,}8899E\text{-}07 & 7{,}2384E\text{-}07 & 1{,}8596E\text{-}06 & 7{,}2384E\text{-}07 \\ 5{,}8318E\text{-}08 & 1{,}9025E\text{-}07 & 7{,}5889E\text{-}07 & 3{,}2478E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00036479 \\ 0{,}00060889 \\ 0{,}00057971 \\ 0{,}00070555 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m^2)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,3648	0,6089	0,5797	0,7056

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM2 - C



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	221,0060	79,3802	215,0356	161,6249
δ_i' (mm)	0,4161	0,5161	0,6161	0,7161

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	677,0467
W'(kg)	4,3331
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9796

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM2 – C

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	216,4973	77,7608	210,6487	158,3276
δ_o(mm)	0,4076	0,5056	0,6035	0,7015

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM2- C		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	2,60%	**3,1200**
0,04	2,60%	**1,0400**

Carga Unitaria 1								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{11}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{11}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{11}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{11}^D	0,08	0,02	0	0,113	0,6148	0,1747	-0,1747	0,1694
I_{21}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{21}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{21}^C	0,08	0,02	0,04	0,090	0,6822	0,5880	0,2187	0,1617
I_{21}^D	0,08	0,02	0,04	0,100	0,6389	0,5404	0,1974	0,1485
I_{31}^A	0,08	0,02	0,08	0,030	0,7525	1,2793	1,1071	0,0131
I_{31}^B	0,08	0,02	0,08	0,060	0,6747	1,0304	0,7854	0,0483
I_{31}^C	0,08	0,02	0,08	0,087	0,5962	0,8571	0,6059	0,0667
I_{31}^D	0,08	0,02	0,08	1000,000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000
I_{41}^A	0,08	0,02	0,12	0,030	0,5741	1,3597	1,2793	0,0023
I_{41}^B	0,08	0,02	0,12	0,060	0,5377	1,1659	1,0304	0,0126
I_{41}^C	0,08	0,02	0,12	0,073	0,5173	1,0885	0,9383	0,0183
I_{41}^D	0,08	0,02	0,12	1000,000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000

Carga Unitaria 2								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{12}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{12}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{12}^C	0,08	0,02	-0,04	0,090	0,6822	-0,2187	-0,5880	0,1617
I_{12}^D	0,08	0,02	-0,04	0,113	0,5874	-0,1747	-0,4870	0,1318
I_{22}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{22}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{22}^C	0,08	0,02	0	0,090	0,7266	0,2187	-0,2187	0,2329
I_{22}^D	0,08	0,02	0	0,100	0,6747	0,1974	-0,1974	0,2022
I_{32}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{32}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{32}^C	0,08	0,02	0,04	0,087	0,6979	0,6059	0,2270	0,1661
I_{32}^D	0,08	0,02	0,04	1000,000	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000
I_{42}^A	0,08	0,02	0,08	0,030	0,7525	1,2793	1,1071	0,0131
I_{42}^B	0,08	0,02	0,08	0,060	0,6747	1,0304	0,7854	0,0483
I_{42}^C	0,08	0,02	0,08	0,073	0,6353	0,9383	0,6860	0,0598
I_{42}^D	0,08	0,02	0,08	1000,000	0,0001	0,0001	0,0001	0,0000

Carga Unitaria 3								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{13}^A	0,08	0,02	-0,08	0,030	0,7525	-1,1071	-1,2793	0,0131
I_{13}^B	0,08	0,02	-0,08	0,060	0,6747	-0,7854	-1,0304	0,0483
I_{13}^C	0,08	0,02	-0,08	0,090	0,5864	-0,5880	-0,8380	0,0678
I_{13}^D	0,08	0,02	-0,08	0,113	0,5232	-0,4870	-0,7231	0,0697
I_{23}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{23}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{23}^C	0,08	0,02	-0,04	0,090	0,6822	-0,2187	-0,5880	0,1617
I_{23}^D	0,08	0,02	-0,04	0,100	0,6389	-0,1974	-0,5404	0,1485
I_{33}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{33}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{33}^C	0,08	0,02	0	0,087	0,7458	0,2270	-0,2270	0,2448
I_{33}^D	0,08	0,02	0	1000,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000
I_{43}^A	0,08	0,02	0,04	0,030	1,0122	1,1071	0,5880	0,1409
I_{43}^B	0,08	0,02	0,04	0,060	0,8372	0,7854	0,3218	0,1921
I_{43}^C	0,08	0,02	0,04	0,073	0,7640	0,6860	0,2664	0,1821
I_{43}^D	0,08	0,02	0,04	1000,000	0,0001	0,0001	0,0000	0,0000

Carga Unitaria 4								
Factor I	L (m)	B`/2 (m)	x (m)	z (m)	α_o	Ψ_1	Ψ_2	I_{ji}^N
I_{14}^A	0,08	0,02	-0,12	0,030	0,5741	-1,2793	-1,3597	0,0023
I_{14}^B	0,08	0,02	-0,12	0,060	0,5377	-1,0304	-1,1659	0,0126
I_{14}^C	0,08	0,02	-0,12	0,090	0,4900	-0,8380	-0,9995	0,0248
I_{14}^D	0,08	0,02	-0,12	0,113	0,4514	-0,7231	-0,8904	0,0312
I_{24}^A	0,08	0,02	-0,08	0,030	0,7525	-1,1071	-1,2793	0,0131
I_{24}^B	0,08	0,02	-0,08	0,060	0,6747	-0,7854	-1,0304	0,0483
I_{24}^C	0,08	0,02	-0,08	0,090	0,5864	-0,5880	-0,8380	0,0678
I_{24}^D	0,08	0,02	-0,08	0,100	0,5584	-0,5404	-0,7854	0,0697
I_{34}^A	0,08	0,02	-0,04	0,030	1,0122	-0,5880	-1,1071	0,1409
I_{34}^B	0,08	0,02	-0,04	0,060	0,8372	-0,3218	-0,7854	0,1921
I_{34}^C	0,08	0,02	-0,04	0,087	0,6979	-0,2270	-0,6059	0,1661
I_{34}^D	0,08	0,02	-0,04	1000,000	0,0001	0,0000	-0,0001	0,0000
I_{44}^A	0,08	0,02	0	0,030	1,2120	0,5880	-0,5880	0,6642
I_{44}^B	0,08	0,02	0	0,060	0,9273	0,3218	-0,3218	0,3737
I_{44}^C	0,08	0,02	0	0,073	0,8291	0,2664	-0,2664	0,3000
I_{44}^D	0,08	0,02	0	1000,000	0,0001	0,0000	0,0000	0,0000

Matriz de Factores de Influencia [I_{ji}^N] Ensayos PM3

$[I_{j1}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}6642 & 0{,}1409 & 0{,}0131 & 0{,}0023 \\ 0{,}3737 & 0{,}1921 & 0{,}0483 & 0{,}0126 \\ 0{,}2329 & 0{,}1617 & 0{,}0667 & 0{,}0183 \\ 0{,}1694 & 0{,}1485 & 0{,}0000 & 0{,}0000 \end{pmatrix}$$

$[I_{j2}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}1409 & 0{,}6642 & 0{,}1409 & 0{,}0131 \\ 0{,}1921 & 0{,}3737 & 0{,}1921 & 0{,}0483 \\ 0{,}1617 & 0{,}2329 & 0{,}1661 & 0{,}0598 \\ 0{,}1318 & 0{,}2022 & 0{,}0000 & 0{,}0000 \end{pmatrix}$$

$[I_{j3}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}0131 & 0{,}1409 & 0{,}6642 & 0{,}1409 \\ 0{,}0483 & 0{,}1921 & 0{,}3737 & 0{,}1921 \\ 0{,}0678 & 0{,}1617 & 0{,}2448 & 0{,}1821 \\ 0{,}0697 & 0{,}1485 & 0{,}0000 & 0{,}0000 \end{pmatrix}$$

$[I_{j4}^N]$

$$\begin{pmatrix} 0{,}0023 & 0{,}0126 & 0{,}0248 & 0{,}0312 \\ 0{,}0131 & 0{,}0483 & 0{,}0678 & 0{,}0697 \\ 0{,}1409 & 0{,}1921 & 0{,}1661 & 0{,}0000 \\ 0{,}6642 & 0{,}3737 & 0{,}3000 & 0{,}0000 \end{pmatrix}$$

Cálculo del esfuerzo transmitido por la placa de cimentación

Area Placa (m^2)	**0,0256**
Carga (kg)	**4,2447**
Q_l (kg/m^2)	***165,8086***

Vector de Carga en Areas Unitarias

$$\begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix}$$

Ensayo PM3 – A

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)	[α^N]
A	0,030	15000	6,6667E-05	2,0000E-06
B	0,030	15000	6,6667E-05	2,0000E-06
C	0,030	15000	6,6667E-05	2,0000E-06
D	0,030	15000	6,6667E-05	2,0000E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

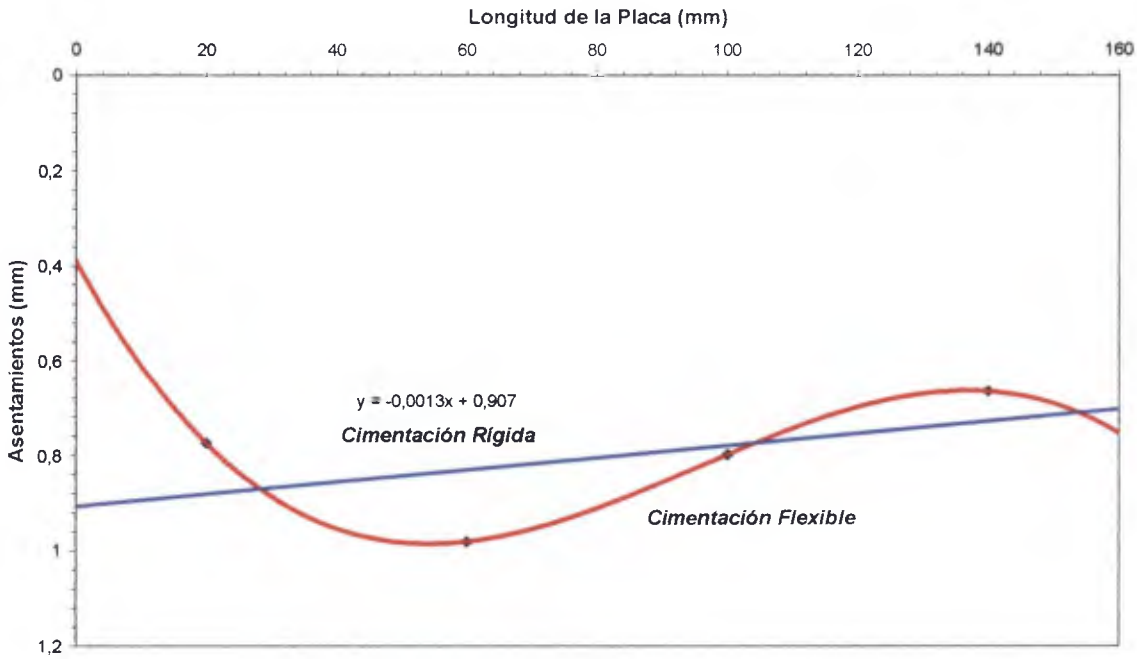
$$\begin{pmatrix} 2{,}8803E\text{-}06 & 1{,}2528E\text{-}06 & 3{,}9767E\text{-}07 & 1{,}4193E\text{-}07 \\ 1{,}2863E\text{-}06 & 2{,}9459E\text{-}06 & 1{,}2863E\text{-}06 & 3{,}9761E\text{-}07 \\ 2{,}5609E\text{-}07 & 9{,}9811E\text{-}07 & 2{,}5652E\text{-}06 & 9{,}9811E\text{-}07 \\ 6{,}6433E\text{-}08 & 2{,}4227E\text{-}07 & 1{,}03E\text{-}06 & 2{,}6756E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00077476 \\ 0{,}00098096 \\ 0{,}00079878 \\ 0{,}00066560 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m^2)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,7748	0,9810	0,7988	0,6656

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM3 - A



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	239,9763	74,0583	175,9816	190,5581
δ_i' (mm)	0,8810	0,8290	0,7770	0,7250

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	680,5743
W'(kg)	4,3557

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM3 – A

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	233,8621	72,1714	171,4979	185,7030
δ_o(mm)	0,8586	0,8079	0,7572	0,7065

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM3 - A		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	3,42%	**4,1040**
0,067	3,42%	**2,2914**

Módulo de Cimentación, Factor de Interacción suelo – estructura.

	1	2	3	4
K_s (kg/m)	2118,4115	610,0037	1358,6034	1384,3044

Determinación de la Ecuación Matricial de Interacción Ensayo PM3

$X_1 = 0$			
K1 (kg/m)	2118,4115	Δ1 (m)	0,00100184
K4 (kg/m)	1384,3044	Δ2 (m)	0,00117893
X1 (kg)	2,1223	Δ3 (m)	0,00135602
X4 (kg)	2,1223	Δ4 (m)	0,00153312
$X_2 = 1$			
K1 (kg/m)	2118,4115		
K2 (kg/m)	610,0037	Δ1 (m)	0,0003147
K4 (kg/m)	1384,3044	Δ2 (m)	0,00029007
X1 (kg)	0,6667	Δ3 (m)	0,00026543
X4 (kg)	0,3333	Δ4 (m)	0,00024079
$X_3 = 1$			
K1 (kg/m)	2118,4115		
K3 (kg/m)	1358,6034	Δ1 (m)	0,00015735
K4 (kg/m)	1384,3044	Δ2 (m)	0,00026543
X1 (kg)	0,3333	Δ3 (m)	0,00037351
X4 (kg)	0,6667	Δ4 (m)	0,00048159

Ecuación Matricial de Interacción (EMI)

$$\begin{pmatrix} 0,0019294 & 0,0002654 \\ 0,0002654 & 0,0011096 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} X2 \\ X3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,00117893 \\ 0,00135602 \end{pmatrix}$$

$$\begin{pmatrix} X1\ (kg) \\ X2\ (kg) \\ X3\ (kg) \\ X4\ (kg) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,44612603 \\ 0,45797642 \\ 1,11256907 \\ 1,22792848 \end{pmatrix}$$

Ensayo PM3 – B

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)	[α^N]
A	0,030	11600	8,6207E-05	2,58621E-06
B	0,030	11600	8,6207E-05	2,58621E-06
C	0,030	11600	8,6207E-05	2,58621E-06
D	0,030	11600	8,6207E-05	2,58621E-06

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

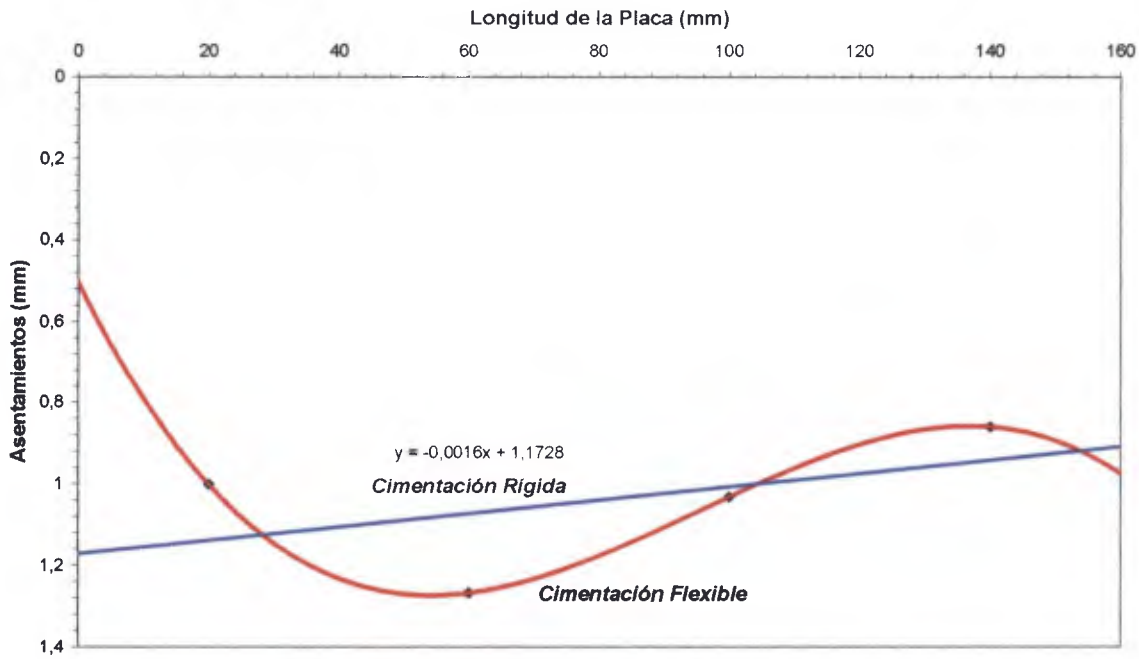
$$\begin{pmatrix} 3{,}7245E\text{-}06 & 1{,}6199E\text{-}06 & 5{,}1423E\text{-}07 & 1{,}8353E\text{-}07 \\ 1{,}6634E\text{-}06 & 3{,}8094E\text{-}06 & 1{,}6634E\text{-}06 & 5{,}1415E\text{-}07 \\ 3{,}3116E\text{-}07 & 1{,}2907E\text{-}06 & 3{,}3171E\text{-}06 & 1{,}2907E\text{-}06 \\ 8{,}5905E\text{-}08 & 3{,}1328E\text{-}07 & 1{,}3319E\text{-}06 & 3{,}4598E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00100184 \\ 0{,}00126848 \\ 0{,}00103291 \\ 0{,}00086069 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m^2)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	1,0018	1,2685	1,0329	0,8607

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM3 - B



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	239,9292	74,4425	177,1894	193,3256
δ_i' (mm)	1,1408	1,0768	1,0128	0,9488

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	684,8867
W'(kg)	4,3833
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9684

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM3 – B

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	232,3439	72,0890	171,5877	187,2138
δ_o(mm)	1,1047	1,0428	0,9808	0,9188

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM3 - B		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	3,42%	**4,1040**
0,067	3,42%	**2,2914**

Ensayo PM3 – C

Cálculo de la Deformación Volumétrica de los Estratos (α^N).

Estrato	z (m)	E (kg/m^2)	M_c (m^2/kg)	[α^N]
A	0,030	38800	2,5773E-05	7,73196E-07
B	0,030	38800	2,5773E-05	7,73196E-07
C	0,030	38800	2,5773E-05	7,73196E-07
D	0,030	38800	2,5773E-05	7,73196E-07

Ecuación Matricial de Asentamientos (EMA)

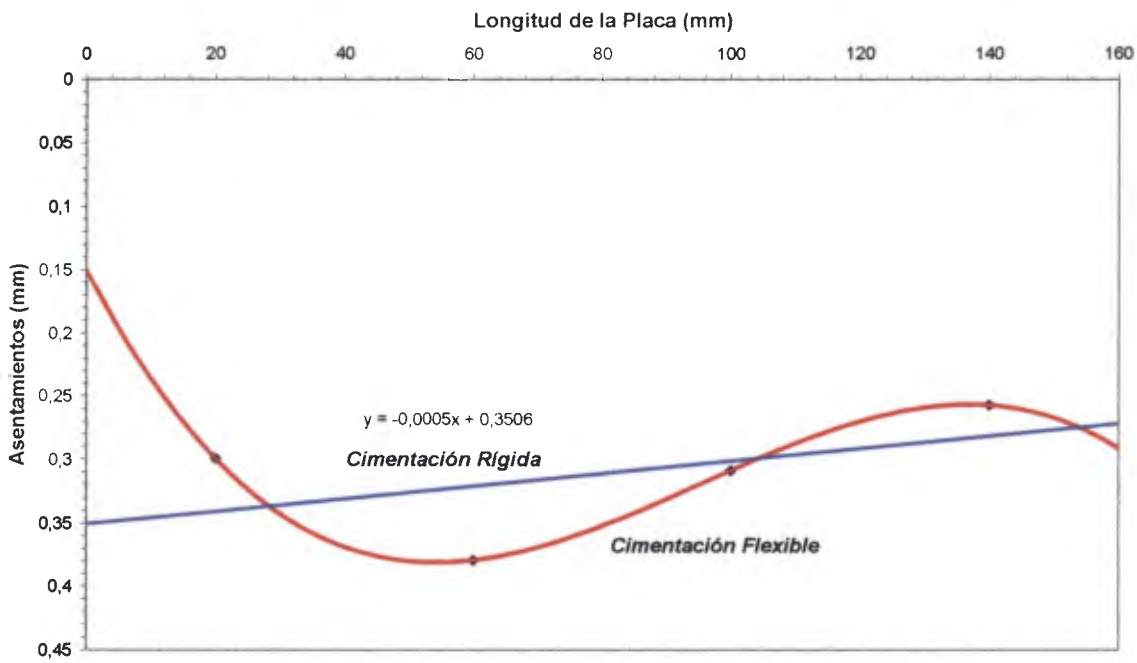
$$\begin{pmatrix} 1{,}1135E\text{-}06 & 4{,}8431E\text{-}07 & 1{,}5374E\text{-}07 & 5{,}4869E\text{-}08 \\ 4{,}9729E\text{-}07 & 1{,}1389E\text{-}06 & 4{,}9729E\text{-}07 & 1{,}5371E\text{-}07 \\ 9{,}9005E\text{-}08 & 3{,}8587E\text{-}07 & 9{,}917E\text{-}07 & 3{,}8587E\text{-}07 \\ 2{,}5683E\text{-}08 & 9{,}366E\text{-}08 & 3{,}982E\text{-}07 & 1{,}0344E\text{-}06 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \\ 165{,}8086 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0{,}00029952 \\ 0{,}00037924 \\ 0{,}00030881 \\ 0{,}00025732 \end{pmatrix}$$

Asentamientos Cimentación Flexible

	1	2	3	4
Q_i (kg/m^2)	165,8086	165,8086	165,8086	165,8086
δ_i (mm)	0,2995	0,3792	0,3088	0,2573

Estimación Asentamiento Medio.

Deformación de la Placa de Hierro Negro
Ensayo PM3 - C



Asentamientos y Esfuerzos en el marco de la Interacción Suelo – Estructura

	1	2	3	4
Q_i' (kg/m^2)	239,9420	74,0891	176,0855	190,8222
δ_i' (mm)	0,3406	0,3206	0,3006	0,2806

Factor de corrección

Area Tributaria (m^2)	0,0064
$\Sigma Qi'$ (kg/m^2)	680,9388
W'(kg)	4,3580
W_{real} (kg)	4,2447
Factor de Corrección	0,9740

Asentamientos y Esfuerzos estimados Ensayo PM3 – C

	1	2	3	4
Q_o (kg/m^2)	233,7035	72,1628	171,5072	185,8608
δ_o(mm)	0,3317	0,3123	0,2928	0,2733

Estimación de asentamientos por colapso del suelo

Ensayo PM3- C		
Espesor del estrato (m)	%Colapso	Asentamiento (mm)
0,12	2,60%	**3,120000**
0,067	2,60%	**1,742000**