

COMPORTAMIENTO DE PILAS DE CONCRETO EN SUELOS RESIDUALES, CASO EIA

JUAN FERNANDO SÁNCHEZ COLORADO

Trabajo de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Manuel Alonso Builes Brand.

Ingeniero Civil.

Master en ingeniería



**UNIVERSIDAD EIA
INGENIERIA CIVIL
ENVIGADO
2016**

A mi familia, por luchar inagotablemente, procurando mi bienestar y crecimiento.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

AGRADECIMIENTOS

A Manuel Builes Brand, maestro y amigo, por su constante apoyo, paciencia y espíritu de enseñanza.

A Santiago Quintero y Omar Ríos, por todo lo vivido en estos 6 años, y por el apoyo que siempre me han brindado.

A las arquitectas Mónica Gonzalez, Lenni Soto y al ingeniero Andrés Henao, por estar siempre dispuestos a ayudarme en mi proceso de formación.

Al ingeniero Rubén Darío Hernández Pérez, director del programa de Ingeniería Civil, por su apoyo y gestión para la buena realización de este trabajo.

Al ingeniero Mauricio Restrepo, director de planeación de la Universidad EIA, por su apoyo y disposición hacia los estudiantes de la universidad.

Al ingeniero Mauricio Ramírez Leal, por su gran aporte en la toma de datos y su acompañamiento constante en los ensayos de campo.

Al personal de servicios varios de la Universidad EIA, por su disposición en la adquisición de las muestras de suelo para el desarrollo de este trabajo.

Al docente Carlos Andrés Blandón Uribe por su disposición y ayuda en el proceso de planificación experimental del trabajo.

Al personal del taller de metalmecánica de la Universidad EIA, por su ayuda constante en la solución a problemas técnicos durante el proceso de los ensayos.

Al personal de laboratorios de la Universidad EIA, por su constante apoyo en el proceso de elaboración de las muestras de concreto.

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN.....	12
1 PRELIMINARES.....	13
1.1 Planteamiento del problema	13
1.2 Objetivos del proyecto	14
1.2.1 Objetivo General.....	14
1.2.2 Objetivos Específicos	14
1.3 Marco de referencia.....	14
1.3.1 Antecedentes	14
1.3.2 Marco teórico.....	16
2 METODOLOGÍA.....	31
2.1 Búsqueda de información	31
2.2 Establecimiento de las condiciones experimentales	31
2.2.1 Extracción de muestras	31
2.2.2 Ensayos de laboratorio	31
2.3 Construcción del modelo a escala de la pila	31
2.3.1 Construcción del modelo	31
2.3.2 Diseño del modelo.....	31
2.3.3 Ensayos de carga vertical y horizontal.....	32
2.3.4 Análisis de resultados.....	32
3 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	33
3.1 Parametros del suelo.....	33

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

3.1.1	Límites de Atterberg	33
3.1.2	Ensayo de corte directo	35
3.1.3	Obtención del módulo de elasticidad	38
3.2	Pilas de concreto	38
3.2.1	Elaboración del concreto	39
3.3	Diseño teórico de las pilas	45
3.3.1	Carga vertical	45
3.3.2	Asentamientos.....	46
3.3.3	Carga lateral.....	47
3.3.4	Curvas p-y teóricas.....	50
3.4	Ensayos de campo	51
3.4.1	Extracción de muestras	51
3.4.2	Ensayo de carga vertical	52
3.4.3	Ensayo de carga lateral.....	58
4	CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES	71
5	REFERENCIAS	73

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE TABLAS

	pág.
Tabla 1.1	Valores de α . (Das B. M., 2001)..... 18
Tabla 3.1	Resultados límite plástico 33
Tabla 3.2	Resultados límite líquido..... 33
Tabla 3.3	Resultados cohesión y ángulo de fricción 38
Tabla 3.4	Resultados granulometría y módulo de finura para la arena de revoque 39
Tabla 3.5	Contenido de agua 41
Tabla 3.6	Relación A/C (Huanca, 2006) 41
Tabla 3.7	Volumen de agregado grueso (Huanca, 2006) 42
Tabla 3.8	Dosificación de concreto..... 42
Tabla 3.9	Resultado del cálculo de los asentamientos de la pila 45
Tabla 3.10	Resultados carga por punta método de Meyerhof 45
Tabla 3.11	Resultado del cálculo de los asentamientos de la pila 46
Tabla 3.12	Resultado de cálculo de carga máxima por el método de Broms..... 47
Tabla 3.13	Datos para la solución de la ecuación diferencial 48
Tabla 3.14	Comparación de cargas teóricos y experimentales..... 58
Tabla 3.15	Comparación de asentamientos teóricos y experimentales 58
Tabla 3.16	Módulos de reacción teóricos 69
Tabla 3.17	Módulos de reacción experimentales de la pila..... 70

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

LISTA DE FIGURAS

pág.

Figura 1.1	Dibujo esquemático del sistema de ensayo de carga vertical en campo. (Cunha, Kuklík, & Laurin,2002)	15
Figura 1.2	Curva de carga vs. Desplazamiento para la pila UnB (Cunha & Leong, 2002)	15
Figura 1.3	Deflexión, momento y cortante típico de una pila. Fuente (Das B. M., 2007) 20	
Figura 1.4	Condiciones de borde para la pila (Reese & Van Impe, 2001).....	21
Figura 1.5	Curva p-y característica para suelos con cohesión y ángulo de fricción (Reese & Van Impe, 2001).....	24
Figura 1.6	Coeficientes A_s y B_s (Reese & Van Impe, 2001).....	25
Figura 1.7	Valores de k_c para arcillas (Reese & Van Impe, 2001).....	25
Figura 1.8	Valores de k_ϕ para arenas (Reese & Van Impe, 2001)	26
Figura 1.9	Celda de carga	29
Figura 1.10	Calibración típica de un gato hidráulico. (Fleming, Weltman, & Elson, 2008) 29	
Figura 1.11	Marco de reacción. (Fleming, Weltman, & Elson, 2008).....	30
Figura 3.1	Curva de fluidez.....	34
Figura 3.2	Ensayo de límites. Cortesía de Omar Stiven Ríos	34
Figura 3.3	Curva de Casagrande.....	35
Figura 3.4	Esquema procedimiento ensayo de corte. (Instituto Nacional de Vías, 2007) 36	
Figura 3.5	Esfuerzo de corte vs deformación ensayo de corte	37
Figura 3.6	Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal.....	37

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 3.7	Curva granulométrica arena de revoque.....	40
Figura 3.8	Curva granulométrica arena para concreto.....	40
Figura 3.9	Falla de cilindro. Fuente: creación propia	43
Figura 3.10	Gráfica de predicción. Fuente: (Herrera Sosa, 2010)	44
Figura 3.11	Solución de Broms para la carga máxima lateral en arcillas (Das B. M., 2007)	47
Figura 3.12	Deformaciones teóricas a lo largo de la pila.....	48
Figura 3.13	Cortante teórico a lo largo de la pila.....	49
Figura 3.14	Momento teórico a lo largo de la pila.....	49
Figura 3.15	Reacción del suelo teórica a lo largo de la pila.....	50
Figura 3.16	Curvas p-y teóricas para suelos con cohesión y ángulo de fricción.....	50
Figura 3.17	Extracción de muestras de suelo	51
Figura 3.18	Prensa hidráulica utilizada para los ensayos de carga vertical.....	52
Figura 3.19	Montaje ensayo de carga vertical. Cortesía de Santiago Quintero	52
Figura 3.20	Lectura de carga en la celda superior, ensayo 1	53
Figura 3.21	Lectura de carga en la celda inferior, ensayo 1	53
Figura 3.22	Lectura de asentamiento de la pila, ensayo 1	54
Figura 3.23	Lectura de carga en la celda superior, ensayo 2.....	54
Figura 3.24	Lectura de carga en la celda inferior, ensayo 2.....	55
Figura 3.25	Lectura de asentamiento de la pila, ensayo 2	55
Figura 3.26	Lectura de carga en celda superior, ensayo 3.....	56
Figura 3.27	Lectura de carga en celda inferior, ensayo 3.....	56
Figura 3.28	Lectura de asentamiento de la pila, ensayo 3	57
Figura 3.29	Carga vs. Deformación de los tres ensayos de carga vertical	57

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

Figura 3.30	Montaje de ensayo de carga lateral	59
Figura 3.31	Ubicación de los potenciómetros. Cortesía de Santiago Quintero Vélez .	59
Figura 3.32	Lectura de carga lateral en la pila, ensayo 1	60
Figura 3.33	Lectura de deformación P4, ensayo 1	60
Figura 3.34	Lectura de deformación en P3, ensayo 1	61
Figura 3.35	Lectura de deformación en Sen12, ensayo 1	61
Figura 3.36	Lectura de carga lateral en la pila, ensayo 2	62
Figura 3.37	Lectura de deformación en P4, ensayo 2	62
Figura 3.38	Lectura de deformación en P3, ensayo 2	63
Figura 3.39	Lectura de deformación en Sen12, ensayo 2	63
Figura 3.40	Lectura de carga lateral en la pila, ensayo 3	64
Figura 3.41	Lectura de deformación en P4, ensayo 3	64
Figura 3.42	Lectura de deformación en P3, ensayo 3	65
Figura 3.43	Lectura de deformación en Sen12, ensayo 3	65
Figura 3.44	Curvas p-y de la pila, ensayo 1	66
Figura 3.45	Curvas p-y de la pila, ensayo 2	66
Figura 3.46	Curvas p-y de la pila, ensayo 3	67
Figura 3.47	Comparación de curvas p-y teóricas y experimentales, ensayo 1	67
Figura 3.48	Comparación de curvas p-y teóricas y experimentales, ensayo 2	68
Figura 3.49	Comparación de curvas p-y teóricas y experimentales, ensayo 3	68

La información presentada en este documento es de exclusiva responsabilidad de los autores y no compromete a la EIA.

RESUMEN

El presente trabajo pretende comparar el comportamiento experimental de una pila de concreto vaciada in situ bajo cargas verticales y laterales en un suelo residual, con el comportamiento teórico basado en las teorías de diseño de pilas utilizadas en Colombia, estas a su vez basadas en las teorías clásicas de la mecánica de suelos, las cuales están dirigidas a suelos sedimentarios, muy diferentes de los suelos residuales que son típicos en zonas húmedas y tropicales como las encontradas en Colombia. Esta comparación es para validar o corregir las teorías de diseño utilizadas en la actualidad.

Se realizarán tres modelos de una pila de concreto, vaciadas en tres muestras de suelo residual de la Universidad EIA, a las cuales se les aplicarán cargas verticales y laterales y se compararán los resultados con los calculados bajo las teorías de diseño de pilas para una pila con las mismas dimensiones que las del modelo a escala.

Conocer esta diferencia es importante para obtener una aproximación al comportamiento real de las pilas en los suelos residuales, y conocer que tan diferente es éste comportamiento del calculado según las teorías de suelos sedimentarios, para así conocer las falencias que se tiene en los procesos de diseño de pilas de concreto.

Palabras clave: cimentaciones, geotecnia, suelos residuales, pilas de concreto.

ABSTRACT

This work intends to compare the experimental behaviour of a concrete pile under vertical and lateral loads on a residual soil, with its theoretical behaviour based on the pile designing theories applied in Colombia, knowing that those theories are based on the classical soil mechanics' theories, which are developed from sedimentary soils, these soils being different to residual soils, a soil that is found in tropical areas like Colombia. This comparison is needed in order to validate or correct the theories that are being used nowadays.

Three models of a concrete pile are to be made, casted in place in three residual soil probes taken from the campus of the Universidad EIA. Each one of the models will be vertically and laterally loaded and the resulting data will be compared with that calculated with the design theories explained above.

Knowing this difference is important in order to obtain an approximation of the real behaviour of a pile casted on a residual soil. This information will help in the understanding of the possible failures that the current design procedure may have.

Key words: foundations, geotechnics, residual soil, concrete pile.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo pretende evaluar el comportamiento experimental de pilas de concreto en suelos residuales, específicamente aquellos que se encuentran en el campus de la Universidad EIA, a su vez que compara dicho comportamiento con el esperado de acuerdo a metodologías de diseño de cimentaciones profundas utilizadas en Colombia.

A lo largo del texto se da al lector una fundamentación teórica que le introduce en el tema del diseño de cimentaciones profundas, tanto a cargas verticales como laterales, así como explica de modo general qué es un suelo residual y cómo se origina. Se muestra también el procedimiento que se utilizó para llegar a cumplir los objetivos propuestos por el autor.

Se muestra como se realizaron los ensayos necesarios para conocer las propiedades de ingeniería del suelo a estudiar, y como se realizó el diseño de la pila de concreto, desde los materiales usados y el diseño de la mezcla de concreto usada, hasta los cálculos teóricos bajo diversas metodologías encontradas en la literatura, para conocer las sollicitaciones y comportamientos teóricos que la pila tendrá.

Se plasman luego en el texto los resultados de los ensayos de campo realizados para conocer el comportamiento experimental de la pila en una muestra de suelo residual, las cargas obtenidas, sus desplazamientos y deformaciones, así como las curvas de carga vs deformación o p-y que dan cuenta de la interacción del suelo y la estructura bajo cargas laterales, con el fin de conocer su comportamiento.

Por último, se comparan los resultados obtenidos de forma teórica con aquellos obtenidos por medio de los ensayos de campo, y se dan ciertas conclusiones de acuerdo a lo observado en el trabajo de campo, dando algunas recomendaciones de mejora para futuras investigaciones afines al tema, para avanzar y aportar en el estado del arte de las cimentaciones profundas en el país.

1 PRELIMINARES

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La cimentación de una estructura es una parte importante en la transferencia de las cargas que ella sufre hacia el suelo. Toda edificación debe estar soportada sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento; esto implica que la cimentación se debe colocar sobre materiales que presenten propiedades mecánicas adecuadas en términos de rigidez y resistencia (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010).

Actualmente, la formulación de las cimentaciones profundas está direccionada a suelos cohesivos y friccionantes. Al observar, por ejemplo, los capítulos 11.7 a 11.12 del libro “Principles of foundations engineering” de Braja M. Das, se ven diferentes metodologías de diseño de capacidad de carga de pilas, y siempre se encuentran divididas para arenas y para arcillas, el primero caracterizado por no tener cohesión, y el segundo por no tener ángulo de fricción (Das B. M., 2007).

Al día de hoy, las cimentaciones profundas en Colombia se han diseñado de acuerdo a una adaptación de las formulaciones existentes a los tipos de suelos presentes en el país, incluyendo al suelo residual. La NSR-10 dicta que la capacidad de un pilote individual debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta con las teorías convencionales de la mecánica de suelos (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010).

Weasly (2010) menciona que los suelos sedimentarios (friccionantes y cohesivos) tienen una homogeneidad que no se encuentra en los residuales, y las metodologías de diseño para conocer la capacidad máxima de carga que se han utilizado para los suelos sedimentarios no pueden ser aplicados a los suelos residuales.

La presencia de suelos residuales en zonas de bosque tropical es alta (Blight, 2012). Colombia es un país con alta presencia de bosques tropicales, es por esto que es de gran importancia entender el real comportamiento de los diferentes sistemas de fundación en los suelos residuales, específicamente las pilas de concreto, y una aproximación a dicho entendimiento permitirá avanzar en el diseño seguro de sistemas de fundación en el país.

Es por esto entonces, que este trabajo se propone comparar el comportamiento experimental de una pila de concreto cargada lateralmente con el comportamiento teórico dado en las teorías clásicas de la mecánica de suelos, realizando un modelo a escala de la pila de concreto en una muestra de suelo residual de la Escuela de Ingeniería de Antioquia sometido a una carga lateral, para así documentar sus diferencias y la magnitud de ellas.

1.2 OBJETIVOS DEL PROYECTO

1.2.1 Objetivo General

Evaluar la aplicabilidad de las teorías de diseño utilizadas en Colombia para pilas de concreto en suelos residuales [MJER1] por medio de la construcción de un modelo a escala en una muestra de suelo residual extraída de la Escuela de Ingeniería de Antioquia.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Establecer las condiciones teóricas y experimentales para la elaboración de un modelo a escala de una pila en un suelo residual.
- Calcular el comportamiento teórico de la pila bajo diversas metodologías de diseño utilizadas en Colombia.
- Diseñar y construir un modelo a escala del problema.
- Evaluar el comportamiento del modelo a escala bajo cargas verticales y horizontales en un suelo residual.
- Comparar el comportamiento experimental encontrado con el comportamiento calculado en las metodologías teóricas de diseño

1.3 MARCO DE REFERENCIA

1.3.1 Antecedentes

Referente al tema objeto de estudio, pocos trabajos se han desarrollado, puesto que apenas en los últimos 10 a 15 años se ha empezado a realizar investigaciones experimentales que den cuenta del real comportamiento de pilas en suelos residuales. En Brasil se realizó una investigación conjunta para analizar el comportamiento de dos pilas fundadas en los suelos de la ciudad de Brasilia, una en un futuro conjunto residencial de 6 pisos (llamada 212N) y otra en el campus de la Universidad de Brasilia (UnB), ambas en el “ala norte” de dicha ciudad y en depósitos de suelo residual y colapsable (Cunha & Leong, 2002).

Ambas pilas fueron sometidas a cargas verticales siguiendo las recomendaciones de ensayos en campo dadas por el Brazilian NBR 12131 (1996). Las pruebas de carga se realizaron en intervalos de aproximadamente el 20% de la carga de trabajo de cada pila. Dicha secuencia fue aumentando hasta la falla geotécnica de las pilas.

Para las pruebas se adoptaron dos “pilas de reacción” alejadas unos metros de la pila a probar, y un marco de reacción, como se muestra en la Figura 1.1.

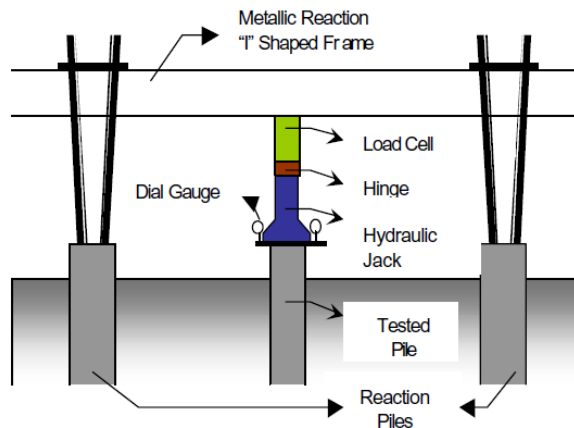


Figura 1.1 Dibujo esquemático del sistema de ensayo de carga vertical en campo. (Cunha, Kuklík, & Laurin,2002)

Para la predicción del comportamiento de la pila se utilizó un software llamado GEO4 de la empresa FINE Professional Civil Engineering Software Company [MJER2], siguiendo el método de Van Der Veen (1953). Se posicionaron medidores de deformación en diferentes puntos a lo largo de la pila, permitiendo así conocer el mecanismo de transferencia de cargas durante la prueba. En la Figura 1.2 se muestra la curva de carga vs desplazamiento teórica y experimental de la prueba en la pila UnB.

De las pruebas se pudo concluir que el software utilizado arrojó [MJER3] como resultado un pronóstico adecuado siempre y cuando los parámetros usados para dicha predicción sean debidamente analizados y representen en gran medida los parámetros reales del suelo.

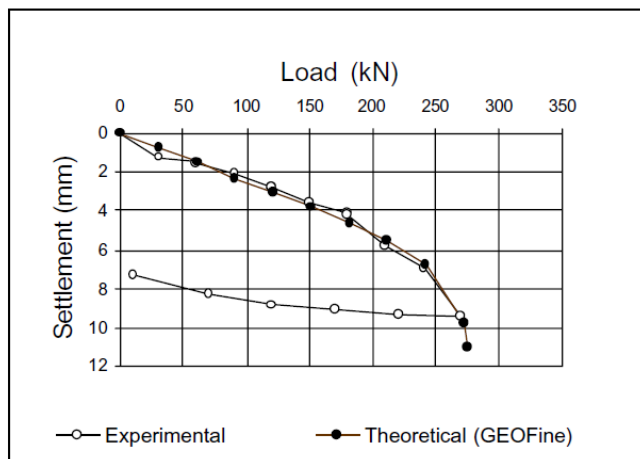


Figura 1.2 Curva de carga vs. Desplazamiento para la pila UnB (Cunha & Leong, 2002)

Aunque los resultados fueron satisfactorios, el número de pruebas realizadas sigue aun siendo bajo, y futuras investigaciones podrán dar más y mejores resultados para dar fe de la calidad de dicho software para predecir el comportamiento de pilas en éste tipo de suelos. A pesar de esto, los autores afirman que GEO4 puede ser implementado para el diseño de pilas fundadas en suelos residuales en otros lugares de Brasil, así como en el resto de Sur América.

1.3.2 Marco teórico

1.3.2.1 Suelos residuales

El suelo residual es aquel material formado por la meteorización *in situ* de una roca o de fragmentos de roca que no han sido transportados de su ubicación original. Esto quiere decir que el proceso de meteorización de dicho suelo se rige por procesos físicos, químicos y biológicos ocurridos en el mismo sitio en el que se encuentra la roca madre. Se habla de roca cuando hay un estrato continuo de roca, y de fragmentos de roca cuando se encuentran materiales tales como granos de arenas eólicas o cenizas volcánicas (Blight, 2012)

Los procesos de meteorización físicos y químicos dependen en gran medida del clima en el que se encuentre el estrato de suelo. Las zonas más húmedas y con altas temperaturas tendrán un proceso químico más importante y veloz, mientras las zonas secas y con bajas temperaturas sufrirán procesos físicos más importantes. Aun así, ambos procesos estarán presentes, tanto que uno estará influenciado en gran medida por el otro. En cuanto a los procesos biológicos, la presencia de agentes como bacterias y líquenes en los fragmentos de roca aumenta la meteorización y los procesos químicos, pero también están ligados al clima. (Wesley, 2010)

Otro aspecto que afecta la presencia y formación de suelos residuales es la topografía. Esta controla la tasa de meteorización, dictaminando la cantidad de agua que estará presente en la zona de meteorización. También controla la tasa de erosión de materiales meteorizados desde la superficie. Es por esto que es más común encontrar suelos residuales en valles o zonas con bajas pendientes que en aquellas con altas pendientes.

1.3.2.2 Fundaciones profundas

Una pila es un sistema de fundación utilizado para transmitir las cargas que recibe de una estructura hacia una capa más profunda del suelo, debido a que las propiedades mecánicas de las capas superiores no tienen la suficiente resistencia para soportar dichas cargas. Existen tres tipos de pilas: aquellas que transmiten las cargas por su punta o base, las que las transmiten por medio de la fricción generada entre ella y el suelo en la totalidad de su perímetro, y las que transmiten dichas cargas de éstas dos maneras al mismo tiempo (Wesley, 2010).

Además de esto, las pilas también se ven sometidas a cargas laterales en diversas situaciones, bien sea en un puente, en estructuras fundadas en taludes o en aquellas

suficientemente altas para que las cargas de viento y sismo afecten considerablemente a la fundación.

Ahora bien, en su uso práctico las pilas se deben clasificar como activas y pasivas. Una pila activa tiene cargas aplicadas principalmente en su parte superior, soportando una superestructura como un puente. Una pila pasiva tiene cargas aplicadas a lo largo de su longitud, debido a presiones del suelo como se ve en pilas que se encuentran en una pendiente o en pilas que forman muros de contención (Reese & Van Impe, 2001).

1.3.2.3 Diseño de fundaciones profundas bajo cargas verticales

- **Metodología de diseño basada en la ecuación de Terzaghi**

Para calcular la capacidad de carga máxima de una pila, se debe sumar tanto la capacidad de carga en su base (punta) como en todo el perímetro de su longitud (fricción) como se muestra en la ecuación **Ecuación 1.1**.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

Ecuación 1.1

Siendo Q_p la capacidad de carga en la punta de la pila, y Q_s la resistencia por fricción generada por la interacción entre el suelo y la pila.

$$q_p = cN_c^* + qN_q^* + \gamma DN_\gamma^*$$

Ecuación 1.2

Para el cálculo de Q_p , Terzaghi propone que la ecuación desarrollada para fundaciones superficiales es igualmente aplicable a las profundas (ver **Ecuación 1.2**), pero los factores de capacidad de carga, de forma y de profundidad variarán, y el término γDN_γ^* podrá ser removido debido a que el diámetro D de una pila es muy pequeño en comparación con su longitud, dando entonces como resultado que la capacidad de carga de una pila por punta se puede expresar de la siguiente manera:

$$Q_p = q_p A_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*)$$

Ecuación 1.3

Siendo A_p el área de la base de la pila, c' la cohesión del suelo que está soportando la pila, q' el esfuerzo vertical efectivo al nivel de la base de la pila, y N_c , N_q los factores de capacidad de carga.

Ahora bien, para calcular la resistencia por fricción, el método alpha propone la siguiente ecuación (Das B. M., 2007)^[MJER4]. El método alpha se utilizó pues no requiere del cálculo del ángulo de fricción residual, parámetro que en otras metodologías se hace necesario conocer.

$$Q_s = \sum \alpha c_u \Delta L$$

Ecuación 1.4

Donde ΔL es la longitud incremental en la que p y f se toman como constantes, α es el factor empírico de adhesión, y c_u es la cohesión no drenada del suelo. El valor de α se puede obtener de la Tabla 1.1.

Tabla 1.1 Valores de α . (Das B. M., 2001)

$\frac{c_u}{p_a}$	α
≤ 0.1	1.00
0.2	0.92
0.3	0.82
0.4	0.74
0.6	0.62
0.8	0.54
1.0	0.48
1.2	0.42
1.4	0.40
1.6	0.38
1.8	0.36
2.0	0.35
2.4	0.34
2.8	0.34

Note: p_a = atmospheric pressure
 $\approx 100 \text{ kN/m}^2$

Luego de calculados Q_p y Q_s , la capacidad última debe ser reducida por un factor de seguridad que cubre las incertidumbres que el procedimiento de cálculo tiene, y pasa a llamarse “capacidad de carga admisible”. La NSR-10 recomienda que los valores de este factor de seguridad se tomen desde 2,5 hasta 4. (Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, 2010)

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

Ecuación 1.5

- **Método de Meyerhof para calcular Q_p**

Arenas

Para una pila que se encuentre empotrada en un estrato de arena, su capacidad de carga por punta aumenta de acuerdo a su profundidad de empotramiento en el estrato de carga, alcanzando su máximo valor cuando la razón de empotramiento crítica $L/D = (Lb/D)_{CR}$. L es la profundidad de empotramiento de la pila, y Lb la profundidad del estrato de carga, la cuál es menor que L a menos que el estrato sea completamente homogéneo, caso en el que serán iguales. Cuando la razón de empotramiento es crítica, la capacidad de carga $q_p = q_l$, que se refiere a la capacidad máxima.

Como se trata de un estrato de arena, la cohesión $c'=0$, lo que lleva a la reducción de la **Ecuación 1.3** a la siguiente expresión:

$$Q_p = q_p A_p = A_p q' N_q^*$$

Ecuación 1.6

En todo caso, la capacidad máxima no debe superar el valor máximo $q_l A_p$. Dicho valor se puede calcular de acuerdo a las tablas de los valores N_q^* descritos en la teoría de Meyerhof.

$$q_l = 0.5 P_a N_q^* \tan \phi'$$

Ecuación 1.7

Donde P_a es la presión atmosférica y ϕ' es el ángulo de fricción efectivo del estrato.

Arcillas

Para pilas en arcillas saturadas en condiciones no drenadas (con $\phi = 0$), la capacidad máxima de carga se calcula de la siguiente manera:

$$Q_p \approx N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p$$

Ecuación 1.8

Donde c_u es la cohesión no drenada del suelo debajo de la base de la pila.

1.3.2.4 Diseño de fundaciones profundas bajo cargas laterales

- **Método de la aproximación al módulo de reacción**

Reese y Matlock (1960) propusieron una metodología para calcular los momentos y las deformaciones en una pila bajo cargas laterales y momentos en superficie, basándose en el modelo Winkler, en el cuál un medio elástico (en este caso el suelo) puede representarse por medio de una serie infinita de resortes independientes y linealmente elásticos. (Das B. M., 2007)

La Ecuación 1.9 muestra el módulo de reacción del suelo de acuerdo con el modelo de Winkler.

$$k = \frac{p'(kN/m)}{x(m)}$$

Ecuación 1.9

Donde k es el módulo de reacción del suelo, p' la presión del suelo y x su deformación.

La Figura 1.3 muestra las gráficas típicas de momento, cortante y deformación esperada de una pila sometida a una carga Q_g y un momento M_g .

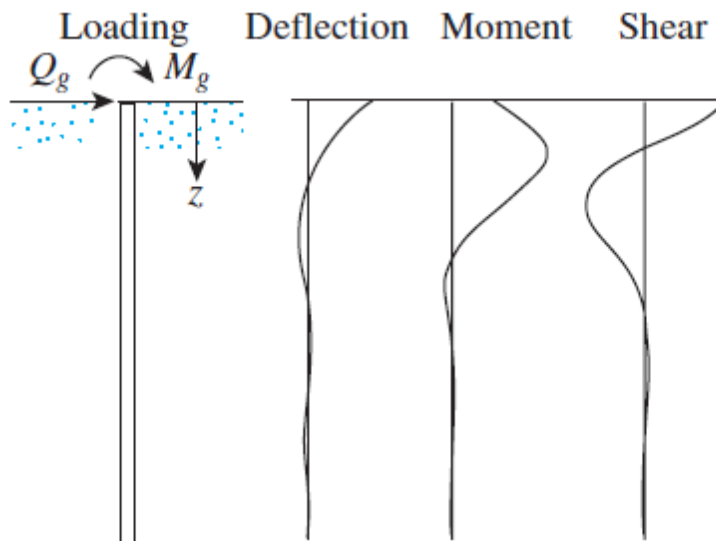


Figura 1.3 Deflexión, momento y cortante típico de una pila. Fuente (Das B. M., 2007)

Para darle una solución por métodos aproximados a la ecuación diferencial se asume que no hay cargas axiales aplicadas en la pila, y que la rigidez del suelo es constante con la

profundidad, de esta manera se obtiene una forma reducida de la ecuación según (Reese & Van Impe, 2001):

$$\frac{d^4 Y}{dz^4} + 4\beta^4 y = 0$$

Ecuación 1.10

Con $\beta^4 = \frac{\alpha}{4E_p I_p}$ E_p = Módulo de elasticidad de la pila, I_p = Inercia de la pila

De esta manera, la solución a esta ecuación puede ser directamente escrita de la siguiente manera:

$$e^{\beta X}(X1 \text{ Cos } \beta X + X2 \text{ Sen } \beta X) + e^{-\beta X}(X3 \text{ Cos } \beta X + X4 \text{ Sen } \beta X)$$

Ecuación 1.11

Los valores de X1, X2, X3 y X4 dependen de las condiciones de borde a las cuales este sometida la pila, adicionalmente (Reese & Van Impe, 2001) dicen que los valores de X1 y X2 se pueden aproximar a cero ya que el término $e^{\beta X}$ se va volviendo grande a medida que X va creciendo, siendo X la profundidad de la pila. Las condiciones de borde posibles son las siguientes:

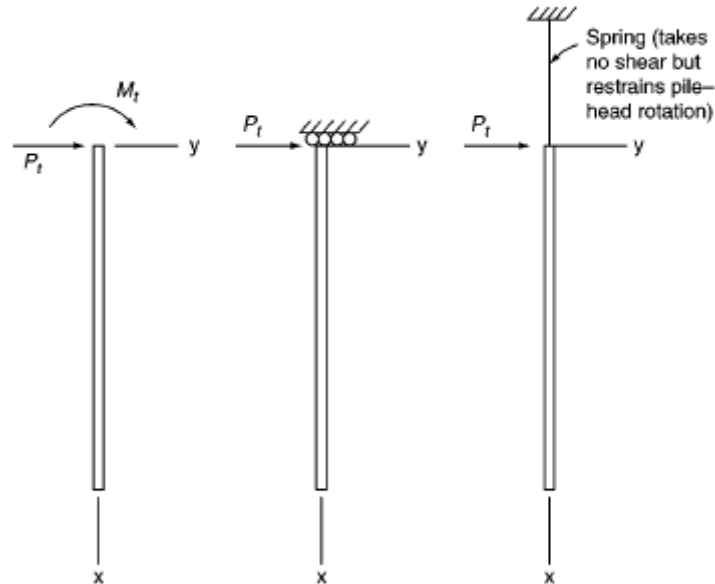


Figura 1.4 Condiciones de borde para la pila (Reese & Van Impe, 2001)

Para el caso de este trabajo las condiciones de borde que se tendrán en cuenta será el primer caso que se observa en la Figura 1.4, donde el momento M_t es cero y solo se aplicara la carga lateral P_t .

Esta condición de borde se puede representar de la siguiente manera:

En $z=0$, $\frac{d^2Y}{dz^2} = \frac{Mt}{Ep Ip}$ y $\frac{d^3Y}{dz^3} = \frac{Pt}{Ep Ip}$, con esto se puede obtener X3 y X4:

$$X4 = \frac{-Mt}{2 Ep Ip \beta^2}$$

Ecuación 1.12

$$X3 + X4 = \frac{Pt}{2 Ep Ip \beta^2}$$

Ecuación 1.13

Así se pueden obtener las expresiones para calcular el comportamiento teórico de la pila bajo carga lateral:

$$y = \frac{2 Pt \beta}{\alpha} C1 + \frac{Mt}{2 Ep Ip \beta^2} B1$$

Ecuación 1.14

$$M = \frac{Pt}{\beta} D1 + Mt A1$$

Ecuación 1.15

$$V = Pt B1 - 2Mt \beta D1$$

Ecuación 1.16

$$p = -2Pt \beta C1 - 2Mt \beta^2 B1$$

Ecuación 1.17

Donde los factores A1, B1, C1 y D1 son:

$$A1 = e^{-\beta X} (\text{Cos } \beta X + \text{Sen } \beta X)$$

$$B1 = e^{-\beta X} (\text{Cos } \beta X - \text{Sen } \beta X)$$

$$C1 = e^{-\beta X} (\text{Cos } \beta X)$$

$$D1 = e^{-\beta X} (\text{Sen } \beta X)$$

1.3.2.5 Límite de presión lateral en suelos cohesivos

Para hallar la presión límite que un suelo puede resistir ante la aplicación de una carga lateral por cualquier efecto Reese (1958) y Matlock (1970) propusieron tomar este límite para profundidades cortas como:

$$P_u = 2C_u + \sigma'v + \alpha C_u \frac{Z}{d}$$

Ecuación 1.18

Donde:

C_u : Cohesión no drenada

$\sigma'v$ = Esfuerzo vertical

α = Randolph y Houlsby (1984) sugieren tomar este valor como 1.5

Z = Profundidad

d = Diámetro de la pila

- **Procedimiento para el cálculo de las curvas p-y**

Siguiendo la metodología propuesta por Reese et. Al. Para computar las curvas p-y en suelos tanto con cohesión como ángulo de fricción, se puede aproximar el módulo de reacción del suelo. (Reese & Van Impe, 2001)

Los siguientes pasos permiten formar la curva p-y mostrada en la Figura 1.5.

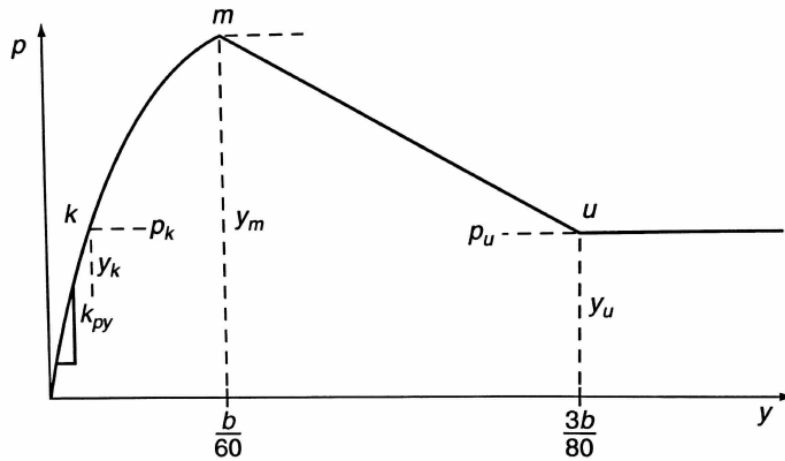


Figura 1.5 Curva p-y característica para suelos con cohesión y ángulo de fricción (Reese & Van Impe, 2001)

1. Establecer y_u como $3b/80$ y calcular p_{ult} como.

$$p_{ult} = \bar{A}_s p_{ult\phi} + p_{ultc}$$

2. Establecer y_m como $b/60$ y calcular p_m como

$$p_m = B_s p_s$$

3. Establecer la línea inicial de la curva como

$$p = (k_{py} z) y$$

4. Establecer la parte parabólica de la curva como

$$p = \bar{C} y^{1/n}$$

Donde:

$$m = \frac{p_{ult} - p_m}{y_u - y_m}$$

$$n = \frac{p_m}{m y_m}$$

$$\bar{C} = \frac{p_m}{y_m^{1/n}}$$

Para conocer los coeficientes A_s y B_s se utiliza la Figura 1.6. Para conocer k_{py} se suman los coeficientes k_c y k_ϕ de acuerdo a las figuras Figura 1.7 y Figura 1.8.

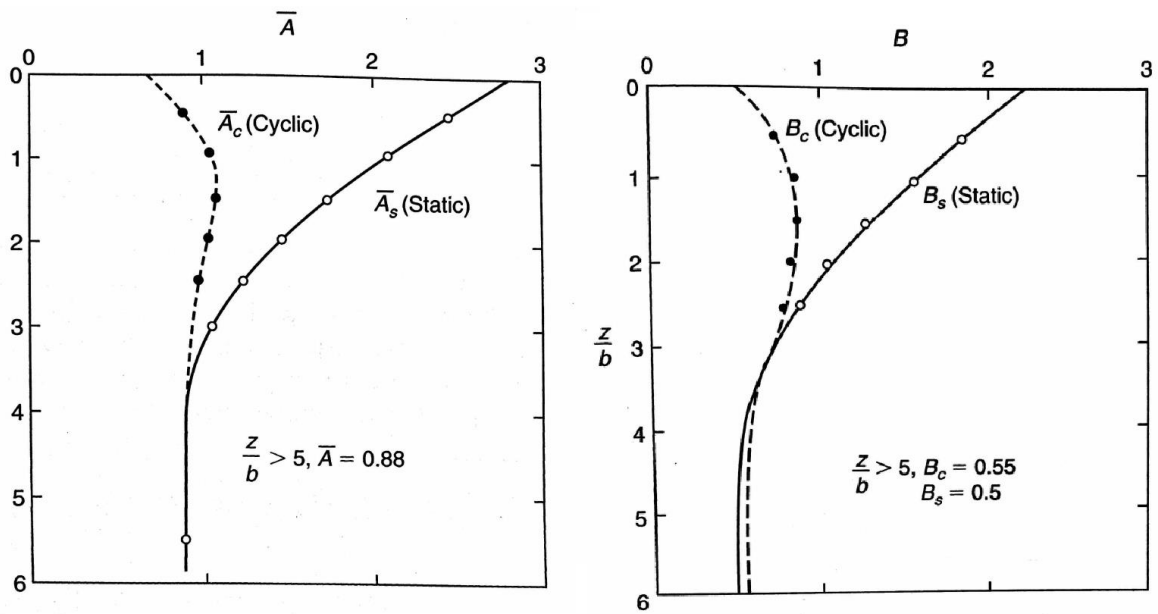


Figura 1.6 Coeficientes A_s y B_s (Reese & Van Impe, 2001)

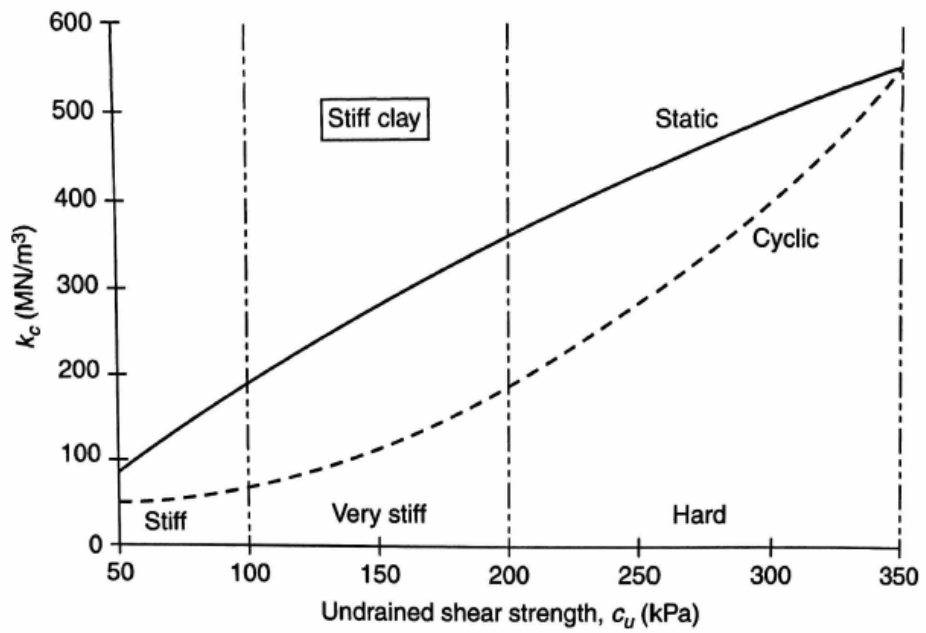


Figura 1.7 Valores de k_c para arcillas (Reese & Van Impe, 2001)

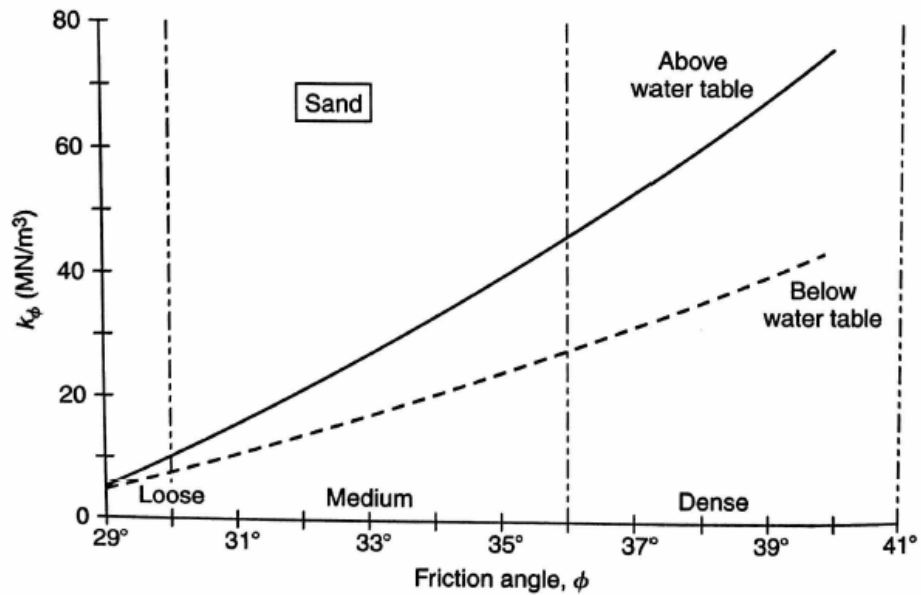


Figura 1.8 Valores de k_ϕ para arenas (Reese & Van Impe, 2001)

1.3.2.6 Asentamientos en pilas bajo cargas verticales

Los asentamientos de una pila se pueden expresar como la suma de los asentamientos elásticos de la pila $S_{e(1)}$, los asentamientos ocasionados por la punta de la pila $S_{e(2)}$ y los asentamientos derivados del fuste de la misma $S_{e(3)}$. (Vesic, 1970)

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde

Q_{wp} = carga en la punta de la pila

Q_{ws} = carga por fuste de la pila

A_p = área de la sección de la pila

L = longitud de la pila

E_p = Modulo de elasticidad de la pila

La magnitud de ξ depende varía entre 0.5 y 0.67 y depende de la distribución de la resistencia por fricción a lo largo de la pila. (Das B. M., 2007)

$$S_{e(2)} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_{wp}$$

Donde

D = diámetro de la pila

q_{wp} = carga por punta por unidad de área = Q_{wp}/A_p

E_s = módulo de elasticidad del suelo

ν_s = coeficiente de poisson del suelo (≈ 0.45)

I_{wp} = factor de influencia (≈ 0.85)

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_{ws}$$

Donde

p = perímetro de la pila

L = longitud de la pila

I_{ws} = factor de influencia

El factor de influencia I_{ws} tiene una simple relación empírica (Vesic, 1977)

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

1.3.2.7 Condiciones del suelo

Para la realización de un ensayo de carga en una pila es de vital importancia tener información de los parámetros del suelo en el que la pila será ensayada. Existen tres posibles procedimientos para la obtención de dichos parámetros:

- Ensayos de laboratorio a muestras de suelo.
- Ensayos *in situ* apropiados.
- Colocación de sensores antes y después de la elaboración de la pila para medir los cambios en los esfuerzos del suelo.

Dependiendo de las condiciones específicas del lugar donde se realizará el ensayo y de su objetivo principal, se pueden realizar mezclas de estos tres procedimientos. Cuando se trata de pilas destinadas a investigación, los ensayos son más comprensivos que para pilas de prueba que tienen como fin determinar el comportamiento de un sistema de fundación para una estructura real (Reese & Van Impe, 2001).

Es importante mencionar que para pruebas en cargas axiales, la investigación del subsuelo para obtener sus parámetros suele ir hasta una profundidad de 1.2 veces la longitud de la pila. Esto aplica también para pilas cargadas lateralmente, pero se sabe que es el suelo cerca de la superficie el que domina la respuesta de la pila.

Para el presente trabajo se realizarán tres ensayos de laboratorio a muestras de suelo obtenidas en la Escuela de Ingeniería de Antioquia, ensayos de capacidad cortante del suelo, consolidación, humedad, y límites de Atterberg, para realizar una caracterización del suelo y conocer sus propiedades principales. Las muestras serán recogidas por medio de un Tubo Shelby disponible en la Escuela de Ingeniería de Antioquia,

1.3.2.8 Modelo de la pila

Para realizar el modelo de la pila, se realizará un diseño de mezclas para el concreto a utilizar. El problema es que el tamaño de la pila no es lo suficientemente grande como para utilizar agregados gruesos del tamaño convencional (3/4), así que se hará uso de material granular fino (que pasa el tamiz N° 5 aproximadamente), y se realizarán las pruebas de laboratorio necesarias para conocer sus propiedades mecánicas que sean favorables a la mezcla.

En cuanto al acero de refuerzo necesario para la pila, ya que la barra de menor diámetro que se produce en el mercado es la N°2 (diámetro de 6.2 mm), se reemplazará con alambre dulce que represente el área de acero requerido en la pila.

1.3.2.9 Procedimiento de carga

Para la toma de datos es necesario utilizar un gato hidráulico que aplique cargas a la pila, en un proceso completamente controlado. Se requiere también que el gato sea estable, por lo que es preferible usar aquellos de baja presión. El gato hidráulico debe tener una capacidad de carga mucho mayor que la carga máxima a aplicar. En cuanto a los medidores necesarios para conocer la fuerza aplicada, existen cuatro tipos que sirven de acuerdo a las necesidades de la prueba.

- Capsula hidráulica de carga, capacidad máxima 450 toneladas.
- Columnas de carga, capacidad máxima 1000 toneladas.
- Anillos de prueba, capacidad máxima 200 toneladas.
- Celdas de carga calibradas para deformación, capacidad carga 200 toneladas.

Para este trabajo se utilizarán celdas de carga, y se muestra en la Figura 1.9 la que se usará en los ensayos, una FUTEK LTH500 con capacidad de 50000 lb.

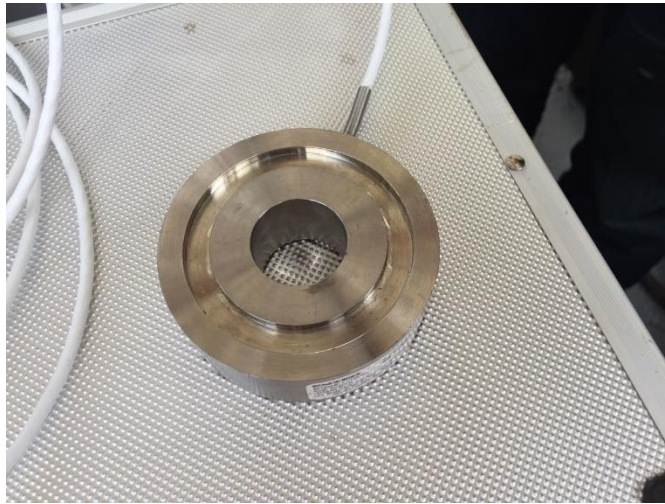


Figura 1.9 Celda de carga

Los medidores deben ser calibrados con el gato hidráulico en un marco de carga de compresión. Con los gatos calibrados se debe obtener una precisión aceptable en la medición del incremento de carga en la prueba. Una calibración típica de un gato hidráulico se muestra en la Figura 1.10.

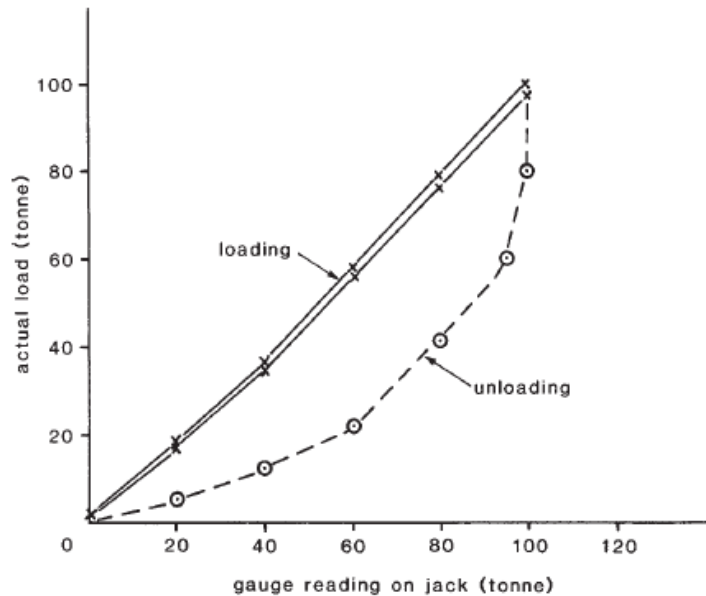


Figura 1.10 Calibración típica de un gato hidráulico. (Fleming, Weltman, & Elson, 2008)

Para la correcta aplicación de las cargas, es necesario la colocación de una placa rígida en la parte superior de la pila, puesta perpendicularmente para así evitar que las cargas aplicadas tengan excentricidades. Es importante además la colocación de un marco de

reacción, pues debe soportar las reacciones generadas por la pila cuando las cargas se le aplican (Fleming, Weltman, & Elson, 2008). En la Figura 1.11 se puede observar un marco de reacción a escala real.



Figura 1.11 Marco de reacción. (Fleming, Weltman, & Elson, 2008)

En cuanto al procedimiento de carga de la pila, en este trabajo se realizará la prueba de carga mantenida, en la cual a la pila se le aplica un incremento de carga cada cierto periodo de tiempo, y a cada incremento le sigue una prolongación de tiempo en el que la carga será constante. La velocidad en la que se da este incremento es sugerida por la ICE (Institution of Civil Engineering) como 0.24 mm/h para pilas que tendrán deformaciones en la punta mayores a 24 mm, pero para pilas con deformaciones en la punta menores a 10 mm se recomienda usar un incremento menor a 0.1 mm/h.

2 METODOLOGÍA

2.1 BÚSQUEDA DE INFORMACIÓN

Se realizará una revisión bibliográfica durante toda la realización del trabajo, por medio de la cual se decidirán pasos a seguir y cosas a tener en cuenta a medida que la investigación avanza.

También se realizarán consultas a expertos en temas necesarios para el desarrollo de la investigación.

2.2 ESTABLECIMIENTO DE LAS CONDICIONES EXPERIMENTALES

2.2.1 Extracción de muestras

Se extraerán tres muestras de suelo del campus de la Escuela de Ingeniería de Antioquia. Las muestras serán recogidas por medio de un Tubo Shelby disponible en la Escuela de Ingeniería de Antioquia.

2.2.2 Ensayos de laboratorio

Se realizarán cinco ensayos de laboratorio a las muestras de suelo obtenidas en la Escuela de Ingeniería de Antioquia: densidad relativa, contenido de humedad, corte directo y límites de atterberg para realizar una caracterización del suelo y conocer sus propiedades principales.

Los ensayos de laboratorio serán realizados en las instalaciones de la Escuela de Ingeniería de Antioquia, con los equipos apropiados para su realización y cumpliendo las especificaciones que cada uno necesite, luego de una debida revisión bibliográfica.

2.3 CONSTRUCCIÓN DEL MODELO A ESCALA DE LA PILA

2.3.1 Construcción del modelo

Se realizarán tres modelos de la pila, todos luego de extraer la cantidad de suelo necesario para llenar un contenedor cilíndrico de 43 cm de altura y 36 cm de diámetro. Se definirán las dimensiones de la pila luego de realizar un proceso de escalamiento, este obtenido en el proceso de búsqueda de información. Ya definidas las dimensiones se realizará una excavación en la muestra, en la que se colocará el refuerzo y se vaciará el concreto. Se vaciará la pila hasta un nivel superior al de superficie para que se puedan aplicar las cargas.

2.3.2 Diseño del modelo

Se diseñará una pila de acuerdo diversas metodologías de diseño, desde el punto de vista geotécnico, con las dimensiones definidas en el proceso de búsqueda bibliográfica. Se

estimaré la capacidad última teórica de la pila tanto por fuste como por punta y bajo cargas laterales.

Se diseñará estructuralmente la pila para que cumpla las especificaciones del diseño, incluyendo el acero necesario y todas las solicitaciones del concreto, luego de definir el tipo de concreto que se utilizará en el proceso de búsqueda de información. Se realizará un diseño de mezclas para el concreto, siguiendo los lineamientos definidos en la búsqueda de información.

2.3.3 Ensayos de carga vertical y horizontal

La pila será cargada primero verticalmente y luego horizontalmente. El procedimiento a seguir seguirá lo mencionado en el

Se utilizará el gato hidráulico disponible en la Escuela de Ingeniería de Antioquia, y los datos de esfuerzo y deformación serán obtenidos con el sistema de adquisición de datos que la universidad posee.

2.3.4 Análisis de resultados

Luego de tener los resultados de la aplicación de las cargas, se compararán los datos adquiridos con los calculados según el diseño realizado de la pila. Se comparará la capacidad última tanto por fuste como por punta, las deformaciones, los momentos y los cortantes máximos de la pila.

Las diferencias encontradas serán documentadas y se propondrá la magnitud de la diferencia entre el comportamiento real de la pila en un suelo residual, y el propuesto en las metodologías de diseño actuales, dirigidas a suelos sedimentarios.

3 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1 PARAMETROS DEL SUELO

3.1.1 Límites de Atterberg

Se realizó el ensayo de límites de Atterberg para tres muestras de suelo residual de la Universidad EIA.

Con este ensayo se pudo conocer el límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y contenido de humedad del suelo.

El límite plástico se calculó de acuerdo a la norma I.N.V.E 126-07, de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$LP = \frac{\text{Masa de agua}}{\text{Masa de suelo seco al horno}} \cdot 100$$

Este resultado se aproxima al número entero más cercano.

Por otro lado, para obtener el límite líquido se procedió a realizar una curva de fluidez, mostrada en la Figura 3.1, a la cual se le calculó una línea de tendencia, para así obtener el LL con 25 golpes, como se estipula en la norma I.N.V.E 125-07 (Instituto Nacional de Vías, 2007).

Las tablas Tabla 3.1 y Tabla 3.2 muestran los resultados de los límites plástico y líquido.

Tabla 3.1 Resultados límite plástico

Limite Plastico				
	Masa humeda (g)	Masa seca (g)	LP	% Error
Muestra 1	1.60	1.25	28	-3%
Muestra 2	2.80	2.20	27	
		Promedio	28	

Tabla 3.2 Resultados límite líquido

Limite Liquido					
	Peso recipiente (g)	# de golpes	Masa humeda (g)	Masa seca (g)	% Humedad
Muestra 1	10.4	30	22.5	18.2	55
Muestra 2	15.5	18	33.7	27.2	56
Muestra 3	10.7	8	28.5	22	58

De acuerdo con la ecuación obtenida en la regresión lineal, reemplazando x como 25 golpes, se obtiene que el límite líquido es 55.1%, después de ser aproximado al número entero más cercano como recomienda la norma.

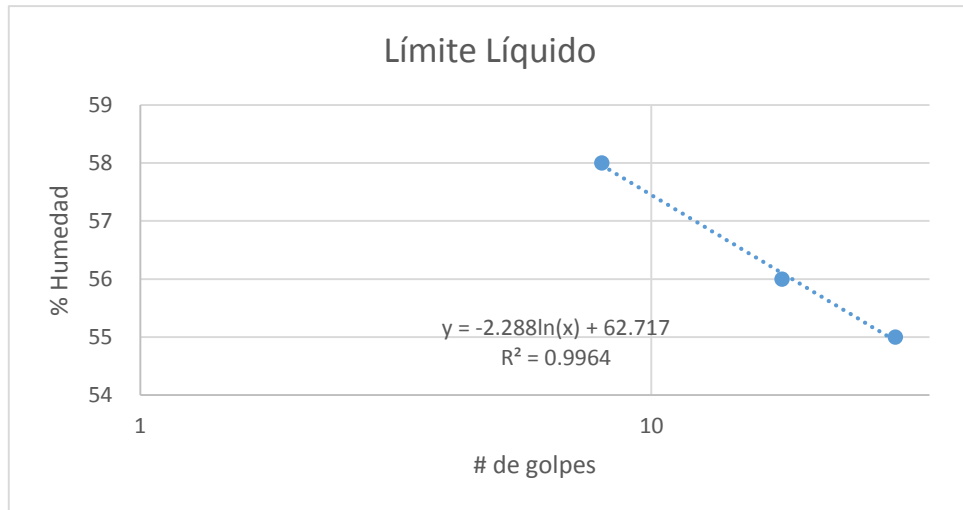


Figura 3.1 Curva de fluidez

Para conocer el índice de plasticidad del suelo basta con restar el LL con el LP

$$IP = LL - LP = 55\% - 28\% = 27\%$$

Ahora, para poder definir el tipo de suelo, se grafica el LL y el IP en la gráfica de Casagrande, de acuerdo con la norma ASTM D2487. La Figura 3.1 muestra el punto con los resultados del ensayo de laboratorio realizado.

De acuerdo a estos resultados, el suelo en cuestión se puede catalogar como una arcilla de alta plasticidad, coincidente con lo mencionado en el Título 1.3.



Figura 3.2 Ensayo de límites. Cortesía de Omar Stiven Ríos

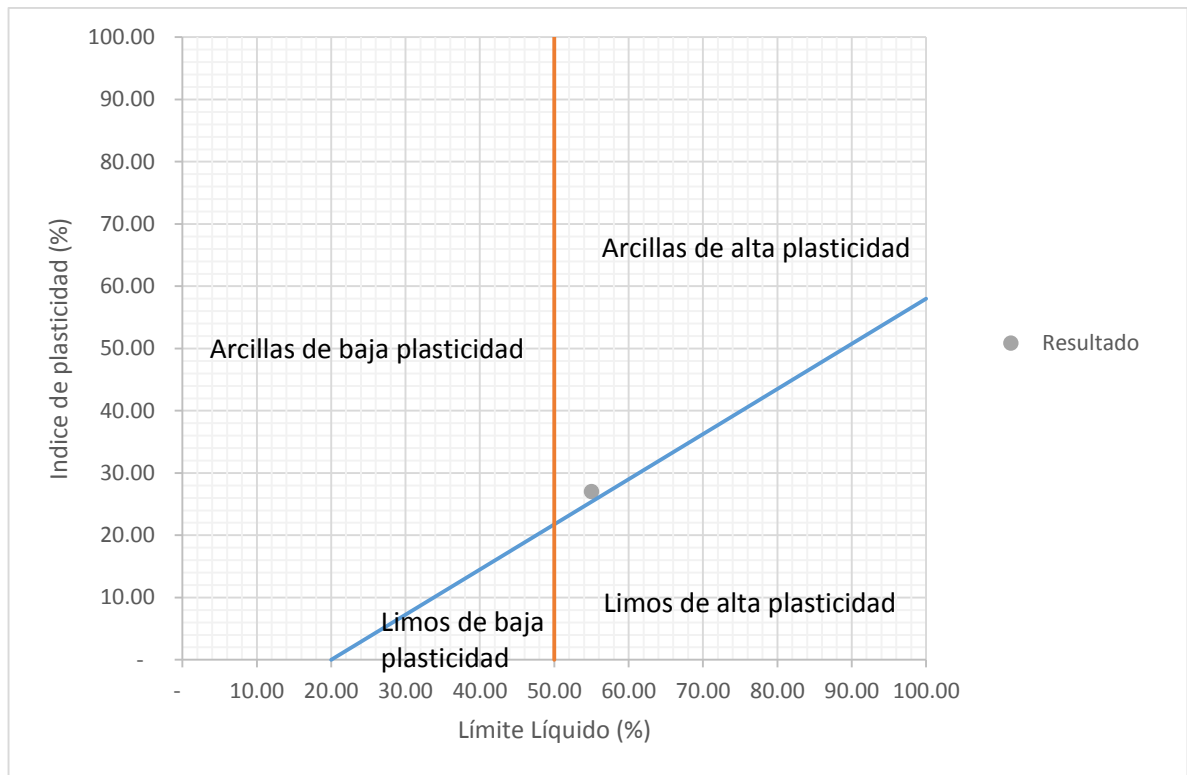


Figura 3.3 Curva de Casagrande.

3.1.2 Ensayo de corte directo

Para este ensayo se extrajeron muestras de suelo residual de la Universidad EIA, utilizando tubos shelby, como recomienda la norma I.N.V.E 154-07

La Figura 3.4 muestra el esquema de la instrumentación utilizada para realizar el ensayo de corte. De una muestra de suelo recuperada del tubo shelby, se moldearon tres cilindros de 65 mm de diámetro y se ubicaron en la máquina.

Se calculó la densidad húmeda de la muestra de suelo para poder aproximar la carga normal inicial que se debía aplicar, para representar la carga vertical a la que el suelo se encuentra expuesto en estado natural.

$$D = 0.0535m$$

$$H = 0.07318m$$

$$m_h = 0.276kg$$

$$V = \pi r^2 h = 0.00016m^3$$

$$\gamma_h = \frac{m_h}{V} = 1677.7 \text{ kg}/m^3$$

Al conocer la densidad, y la profundidad a la que fue extraída la muestra, que fue de 2 metros, se calculó una carga inicial de 11.34 kg. Por la disposición de las masas en el laboratorio, se utilizaron 10 kg más el peso del marco, resultando en una carga inicial de 14.4 kg.

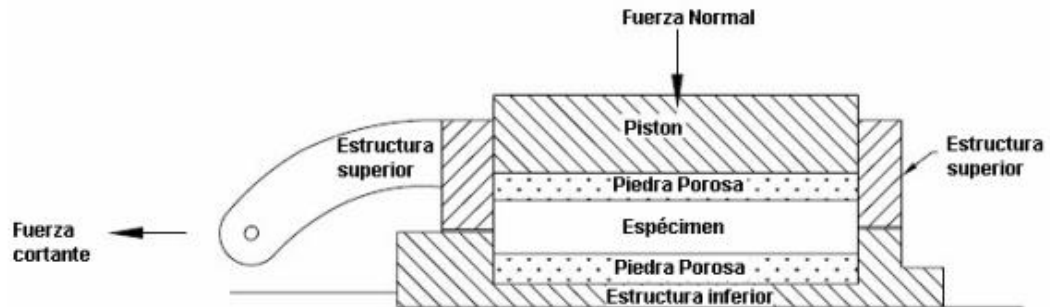


Figura 3.4 Esquema procedimiento ensayo de corte. (Instituto Nacional de Vías, 2007)

El ensayo se realizó a una velocidad de carga lateral de 0.5 mm/min, ya que el ensayo se realizó bajo condiciones no consolidadas no drenadas. A cada muestra se le aumentó la carga al doble de la inmediatamente anterior de la siguiente manera:

- Muestra 1: 14.4 kg
- Muestra 2: 24.4 kg
- Muestra 3: 44.4 kg

La Figura 3.5 muestra los resultados del ensayo de corte en términos de esfuerzo de corte versus la deformación unitaria para cada muestra. El comportamiento de la gráfica satisface lo esperado ya que, a mayor carga vertical aplicada, mayor resistencia a las cargas laterales tiene el suelo.

Teniendo pues los tres resultados, se procede a calcular la cohesión y el ángulo de fricción de la muestra de suelo. Esto se obtiene utilizando la Figura 3.6, en la cual se comparan los tres esfuerzos máximos de corte, con sus respectivos esfuerzos de carga vertical.

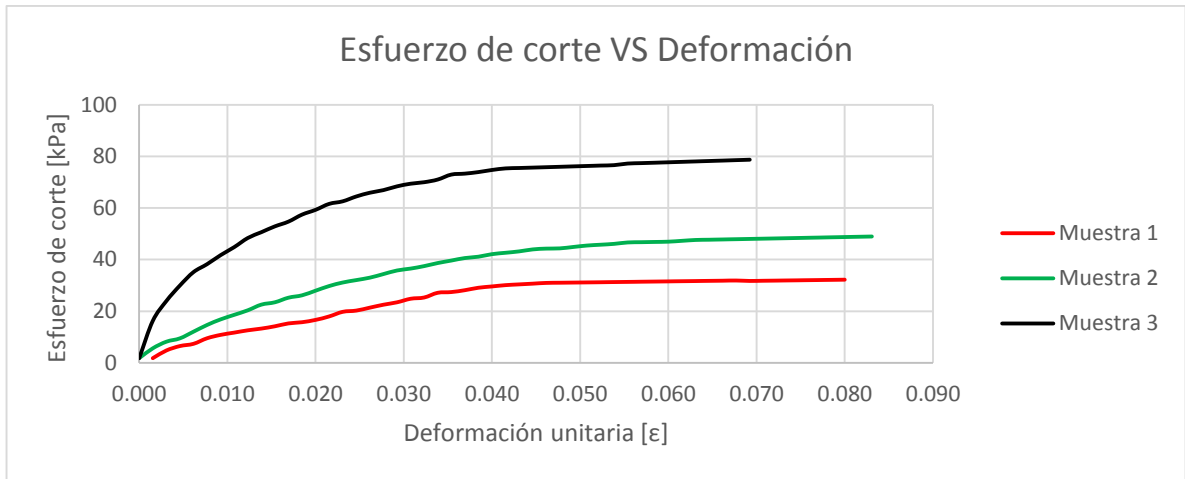


Figura 3.5 Esfuerzo de corte vs deformación ensayo de corte

Estos tres puntos forman una recta a la cual se le realizó una regresión lineal, para conocer la ecuación que la describe y así calcular los parámetros antes mencionados. La ecuación lineal obtenida se expresa de la siguiente manera:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

Con c como la cohesión del suelo, σ el esfuerzo normal, ϕ el ángulo de fricción del suelo y τ el esfuerzo de corte. La Tabla 3.3 muestra los resultados.

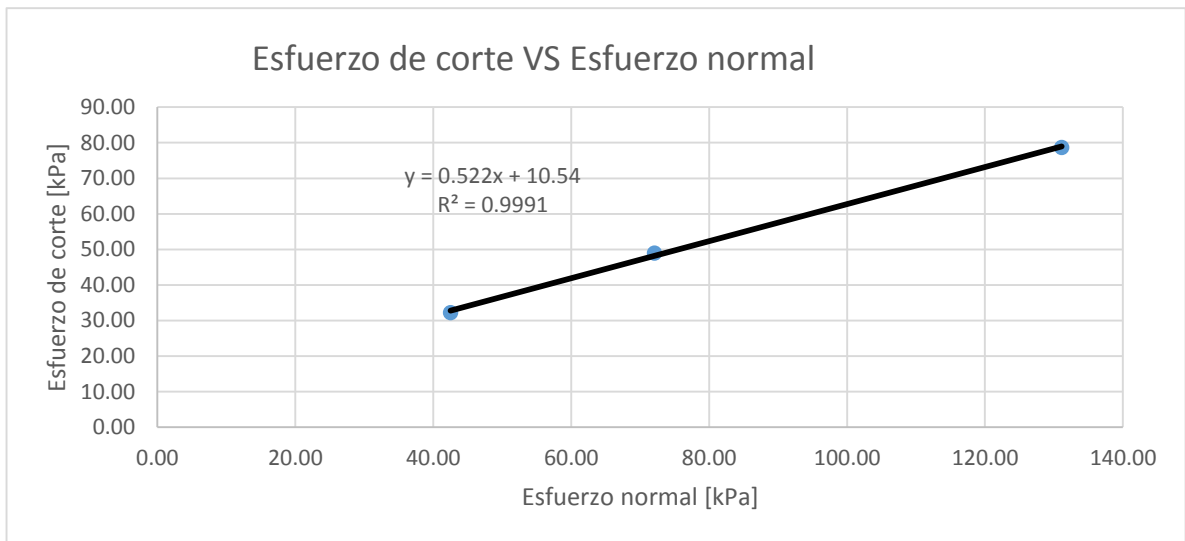


Figura 3.6 Esfuerzo de corte vs esfuerzo normal

Tabla 3.3 Resultados cohesión y ángulo de fricción

Esfuerzo Normal Máx[kPa]	Esfuerzo de corte Máx[kPa]
42.53	32.21
72.06	48.95
131.13	78.72

Cohesión [kPa]	10.54
Angulo de Fricción	27.00

3.1.3 Obtención del módulo de elasticidad

Con los resultados del ensayo de corte, se puede calcular el módulo de corte del suelo, simplemente al dividir el cincuenta por ciento del esfuerzo de corte máximo por su respectiva deformación, esto es, la pendiente promedio de la curva esfuerzo vs. Deformación mostrada en la Figura 3.6, para la muestra 1.

	Deformación [%]	Esfuerzo [kPa]
Max	0.040	29.59
50% Max	0.017	14.79

Para calcular el módulo de elasticidad del suelo, se utilizó la relación entre módulo de elasticidad y módulo de corte, haciendo uso del módulo de Poisson.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

G [kPa]	870.20
ν	0.45
E [kPa]	2523.59

3.2 PILAS DE CONCRETO

Para la realización de las pilas, se realizó una mezcla de concreto con un tamaño de partículas gruesas que no presentara problemas con el diámetro de la pila. Éste diámetro se definió de 1 pulgada, y la longitud de la pila de 40 centímetros, esto con el fin de que las magnitudes de fuerzas y deformaciones aplicadas estuvieran en el marco del tamaño del recipiente elegido, cuyo diámetro es de 40 centímetros y su altura de 46 cm.

3.2.1 Elaboración del concreto

3.2.1.1 Clasificación de los agregados

Se decidió utilizar arena de revoque como agregado fino, arena para concreto como agregado grueso, cemento tipo 1 de uso general, y para aportar plasticidad y aumentar la resistencia de la mezcla, se utilizó un superplastificante Concrelite 2AR®.

Una vez definido esto, se realizó la granulometría de los agregados siguiendo la norma I.N.V.E 123-07. Las figuras Figura 3.7 y Figura 3.8 [MJER7] muestran las curvas granulométricas obtenidas para cada agregado, incluyendo los límites referenciados en la norma ASTM D422-63, que se muestran como dos fronteras negras. Los resultados se muestran en una línea roja.

Tabla 3.4 Resultados granulometría y módulo de finura para la arena de revoque

Tamiz	Peso + Tara [gr]	Peso [gr]	% de muestra	% Retenido	% Que pasa
3/8	163.2	0.00	0.00%	0.00%	100.00%
4	164.3	1.10	0.26%	0.26%	99.74%
8	171.2	8.00	1.86%	2.11%	97.89%
16	242	78.80	18.31%	20.42%	79.58%
30	270.2	107.00	24.86%	45.28%	54.72%
50	280.4	117.20	27.23%	72.51%	27.49%
100	234.5	71.30	16.57%	89.08%	10.92%
Fondo	210.2	47.00	10.92%	100.00%	0.00%

MODULO DE FINURA
2.3

[MJER8]

De la curva granulométrica de la arena de revoque, se calculó el módulo de finura, el cual está definido como la sumatoria del porcentaje retenido acumulado de agregado que pasa por los tamices dividido entre 100. La Tabla 3.4 muestra los resultados tabulados, y el módulo de finura obtenido.

Fuente: creación propia

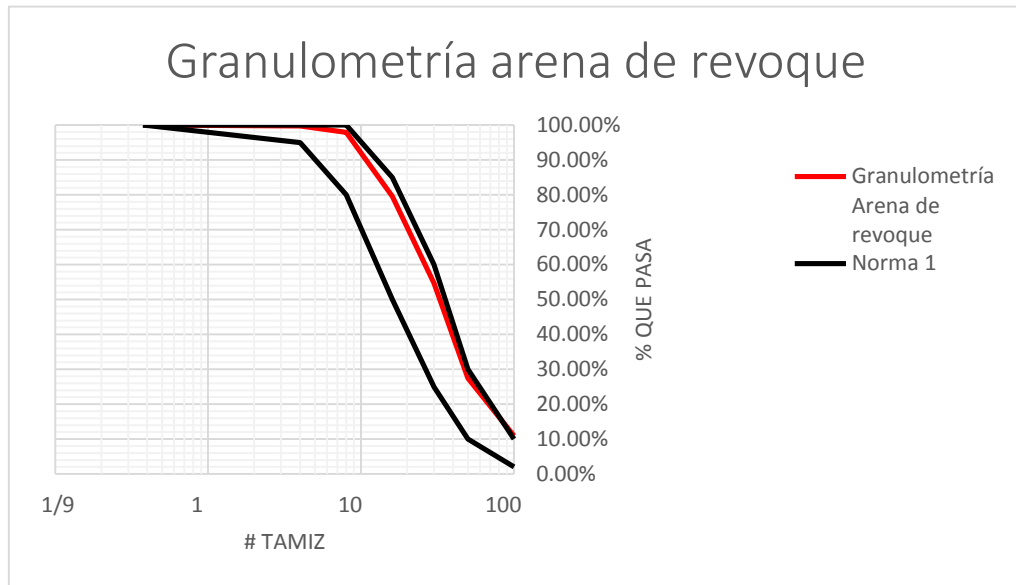


Figura 3.7 Curva granulométrica arena de revoque

Fuente: creación propia

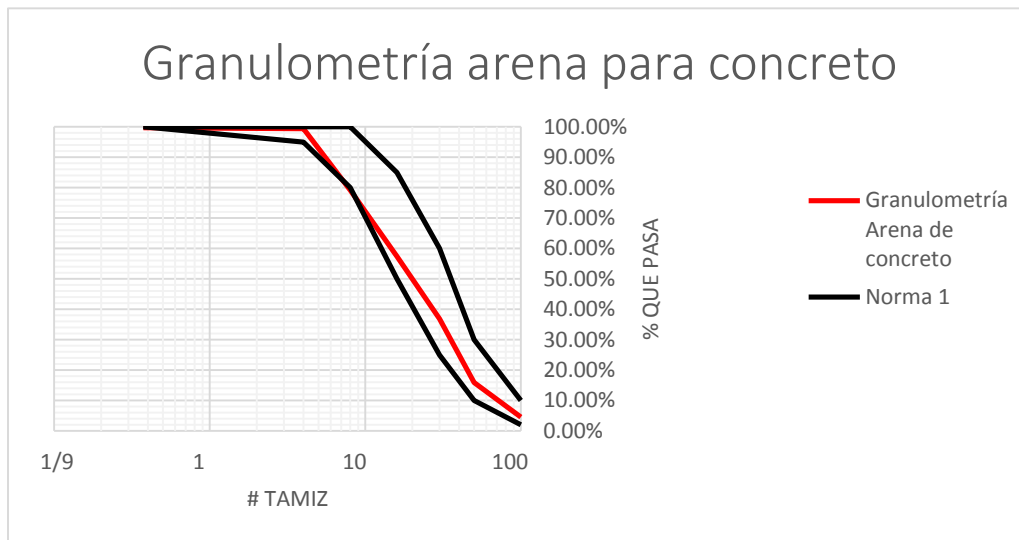


Figura 3.8 Curva granulométrica arena para concreto.

3.2.1.2 Diseño de la mezcla de concreto

Conocida la granulometría de los agregados, se procedió a diseñar la mezcla de concreto. Se diseñó según el método de la ACI, asumiendo que la arena para revoque hacía las veces de agregado grueso, y la arena para revoque las veces de agregado fino.

Tabla 3.5 Contenido de agua

Tamaño máximo nominal del agregado grueso		Contenido de agua en el concreto, expresado en lt/m^3 , para los asentamientos y perfiles de agregado grueso indicados.					
		25mm a 50mm (1"-2")		75mm a 100mm (3"-4")		150mm a 175mm (6"-7")	
mm.	Pulg.	Agregado redondeado	Agregado anguloso	Agregado redondeado	Agregado anguloso	Agregado redondeado	Agregado anguloso
9.5	3/8"	185	212	201	227	230	250
12.7	1/2"	182	201	197	216	219	238
19.1	3/4"	170	189	185	204	208	227
25.4	1"	163	182	178	197	197	216
38.1	1½"	155	170	170	185	185	204
50.8	2"	148	163	163	178	178	197
76.2	3"	136	151	151	167	163	182

Fuente: (Huanca, 2006)

Se escogió entonces un contenido de agua de 180 lt/m^3 para un asentamiento de 25 a 50 mm, y un tamaño máximo nominal del agregado grueso de 3/8".

Para escoger la relación A/C, se utilizó la Tabla 3.6, para una resistencia a la compresión a los 28 días de 250 kg/cm^2 . La resistencia esperada era de 210 kg/cm^2 , así que se diseñó para una resistencia ligeramente mayor.

Tabla 3.6 Relación A/C (Huanca, 2006)

RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS (f'_{cr}) (kg/cm ²)*	RELACION AGUA/CEMENTO DE DISEÑO EN PESO	
	CONCRETO SIN AIRE INCORPORADO	CONCRETO CON AIRE INCORPORADO
450	0.38	---
400	0.43	---
350	0.48	0.40
300	0.55	0.46
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

* Los valores corresponden a resistencias promedio estimadas para concretos que no contengan más del porcentaje de aire mostrado en la tabla 5.1. Para una relación agua/cemento constante, la resistencia del concreto se reduce conforme aumenta el contenido de aire.

Tabla 3.7 Volumen de agregado grueso (Huanca, 2006)

TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO		Volumen de agregado grueso, seco y compactado (*) por unidad de volumen de concreto, para diferentes módulos de finura del agregado fino.			
		MÓDULO DE FINEZA DEL AGREG. FINO			
mm.	Pulg.	2.40	2.60	2.80	3.00
10	3/8"	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	1/2"	0.59	0.57	0.55	0.53
20	3/4"	0.66	0.64	0.62	0.60
25	1"	0.71	0.69	0.67	0.65
40	1 1/2"	0.76	0.74	0.72	0.70
50	2"	0.78	0.76	0.74	0.72
70	3"	0.81	0.79	0.77	0.75
150	6"	0.87	0.85	0.83	0.81

* Los volúmenes de agregado grueso mostrados, está en condición seca y compactada, tal como se describe en la norma ASTM C29. Estos volúmenes han sido seleccionados a partir de relaciones empíricas para producir concretos con un grado adecuado de trabajabilidad para construcciones armadas usuales. Para concretos menos trabajables, tales como el requerido en la construcción de pavimentos, pueden incrementarse los valores en 10% aprox. Para concretos más trabajables, tales como los que pueden requerirse cuando la colocación es hecha por bombeo, los valores pueden reducirse hasta en un 10%.

Por último, haciendo uso de la Tabla 3.7 se estimó el volumen de agregado grueso de acuerdo al módulo de finura de la arena de revoque. Luego se calculó el volumen de agregado fino restándole a 1 los volúmenes calculados para agregado grueso, cemento y agua. La Tabla 3.8 muestra la dosificación calculada para la mezcla de concreto.

Tabla 3.8 Dosificación de concreto

Dosificación		
Contenido agua	185	lt/m ³
Volumen agua	0.185	m ³
Relacion a/c	0.62	
Contenido cemento	298.4	kg/m ³
Volumen Cemento	0.20	m ³
Cantidad aire	3%	
Peso agregado grueso	725.0	kg/m ³
Volumen grueso	0.5	m ³
Volumen fino	0.12	m ³
Peso agregado fino	220.5	kg/m ³

3.2.1.3 Resistencia de la mezcla

Se realizó la mezcla y se vaciaron cilindros para ser fallados, como lo indica la norma ASTM C31/C31M. A la mezcla se le adicionó un súper plastificante Concretite 2AR para aumentar su manejabilidad y mejorar su resistencia final. La ficha técnica del producto recomienda adicionar el aditivo al 1% del peso del cemento usado en la mezcla.

Por problemas encontrados en el desarrollo del trabajo, tales como la demolición del laboratorio de estructuras para su ampliación y el acortamiento de tiempos que esto conllevó para la realización de los ensayos de carga, solo se realizó el ensayo a una probeta a 7 días. La resistencia alcanzada fue de 137.3 kg/cm^2 . [MJER9]



Figura 3.9 Falla de cilindro. Fuente: creación propia

Para conocer entonces si la resistencia del concreto a 28 días de curado era la adecuada, se utilizó una ecuación de predicción de la resistencia a 28 días en función de la resistencia obtenida a 7 días, propuesta por León Fernandez, citada por Eduardo Sosa en su tesis de maestría. La Figura 3.10 muestra la gráfica y la ecuación.

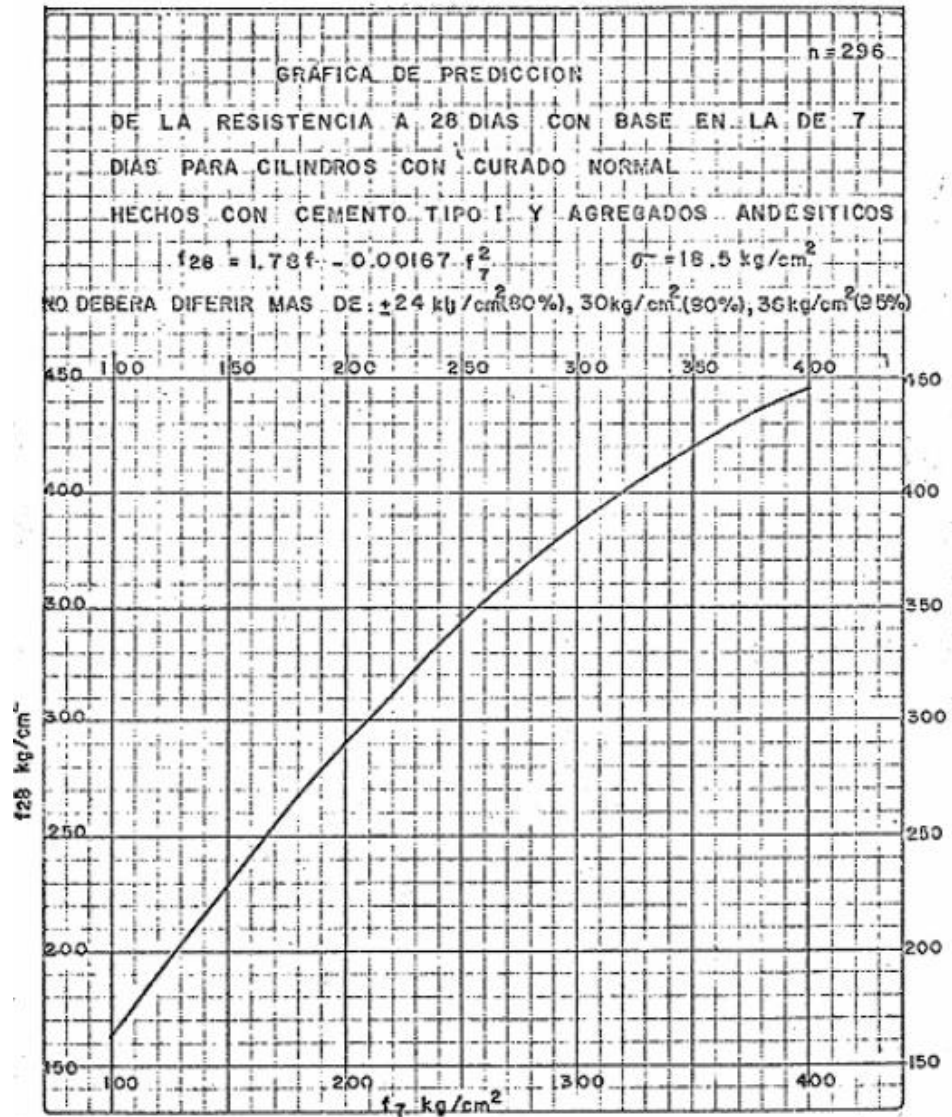


Figura 3.10 Gráfica de predicción. Fuente: (Herrera Sosa, 2010)

En este caso, para una resistencia a 7 días de 137.3 kg/cm^2 se tiene una resistencia a 28 días de 212.9 kg/cm^2 , alcanzando así la resistencia deseada.

3.3 DISEÑO TEÓRICO DE LAS PILAS

3.3.1 Carga vertical

Tabla 3.9 Resultado del cálculo de los asentamientos de la pila

Profundidad	Cu	α	ΔL [m]	Qs	Qs [kg]
0	1054	0.996	0.01	0.8	28.5
0.01	1054	0.996	0.01	0.8	
0.02	1054	0.996	0.01	0.8	
0.03	1054	0.996	0.01	0.8	
0.04	1054	0.996	0.01	0.8	
0.05	1054	0.996	0.01	0.8	
0.06	1054	0.996	0.01	0.8	
0.07	1054	0.996	0.01	0.8	
0.08	1054	0.996	0.01	0.8	
0.09	1054	0.996	0.01	0.8	
0.1	1054	0.996	0.01	0.8	
0.11	1054	0.996	0.01	0.8	
0.12	1054	0.996	0.01	0.8	
0.13	1054	0.996	0.01	0.8	
0.14	1054	0.996	0.01	0.8	
0.15	1054	0.996	0.01	0.8	
0.16	1054	0.996	0.01	0.8	
0.17	1054	0.996	0.01	0.8	
0.18	1054	0.996	0.01	0.8	
0.19	1054	0.996	0.01	0.8	
0.2	1054	0.996	0.01	0.8	
0.21	1054	0.996	0.01	0.8	
0.22	1054	0.996	0.01	0.8	
0.23	1054	0.996	0.01	0.8	
0.24	1054	0.996	0.01	0.8	
0.25	1054	0.996	0.01	0.8	
0.26	1054	0.996	0.01	0.8	
0.27	1054	0.996	0.01	0.8	
0.28	1054	0.996	0.01	0.8	
0.29	1054	0.996	0.01	0.8	
0.3	1054	0.996	0.01	0.8	
0.31	1054	0.996	0.01	0.8	
0.32	1054	0.996	0.01	0.8	
0.33	1054	0.996	0.01	0.8	

Tabla 3.10 Resultados carga por punta método de Meyerhof

Cu	1054	kg/m ²
D	0.025	m
Ap	0.00051	m ²
Qp	4.81	kg

La carga de diseño entonces para la pila es la suma de la carga por punta y la carga por fuste. La carga máxima teórica que soporta el suelo con las condiciones descritas es de 33.31 kg.

3.3.2 Asentamientos

La Tabla 3.11 muestra los resultados de los asentamientos calculados de acuerdo al Título 1.3.2.6 para las cargas teóricas máximas por punta y fuste. De acuerdo a esto, el asentamiento total es de 0.94 mm.

Tabla 3.11 Resultado del cálculo de los asentamientos de la pila

Se(1)		
Qwp	4.81	kg
Qws	28.47	kg
ξ	0.67	
D	0.0254	m
Ap	0.00051	m ²
Ep	1.39.E+09	kg/m ²
L	0.33	m
Se(1)	0.0112	mm
Se(2)		
qwp	9486	kg/m ²
Es	252358.7	kg/m ²
lwp	0.85	
v	0.45	
Se(2)	0.65	mm
Se(3)		
lws	3.26	
p	0.08	m
Se(3)	0.28	mm
Se		
	0.94	mm

3.3.3 Carga lateral

Para pilas cargadas lateralmente, Broms (1965) desarrolló un método simplificado para calcular la carga máxima lateral en la pila.

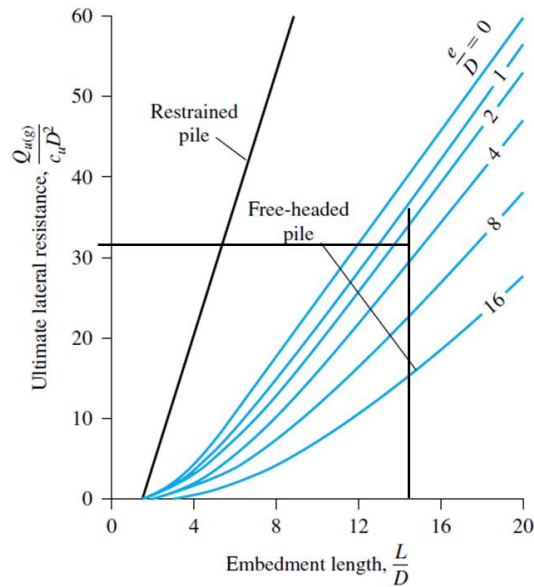


Figura 3.11 Solución de Broms para la carga máxima lateral en arcillas (Das B. M., 2007)

La Figura 3.11 muestra la solución propuesta por Broms. Para la pila en estudio, la longitud de empotramiento L/D es 15, y la relación e/D es 2.8. De la gráfica entonces se puede calcular la carga última $Q_{u(g)}$, conociendo la cohesión del suelo y el diámetro de la pila. La Tabla 3.12 muestra los resultados de éste procedimiento.

Tabla 3.12 Resultado de cálculo de carga máxima por el método de Broms

D	25.4	mm
Cu	1054	kg/m ²
L	380	mm
e	70	mm
L/D	15.0	
e/D	2.8	
Qu	21.76	kg

Solución de la ecuación diferencial

Ya conocida la carga máxima lateral de la pila, calculada por el método de Broms, se puede solucionar la ecuación diferencial, para conocer las deformaciones, cortantes, momentos y reacción del suelo a lo largo de la pila. La Tabla 3.13 muestra los datos de entrada para resolver las ecuaciones descritas en el Título 1.3.2.4.

Tabla 3.13 Datos para la solución de la ecuación diferencial

Densidad	1,677.0	kg/m ³
Kh	128,986.5	kg/m ²
Carga	21.8	kg
Momento	-	kg-m
Ep	1,389,725,275.9	kg/m ²
Ip	0.0	m ⁴
Es	252,358.7	kg/m ²
Cu	1,054.0	kg/m ²

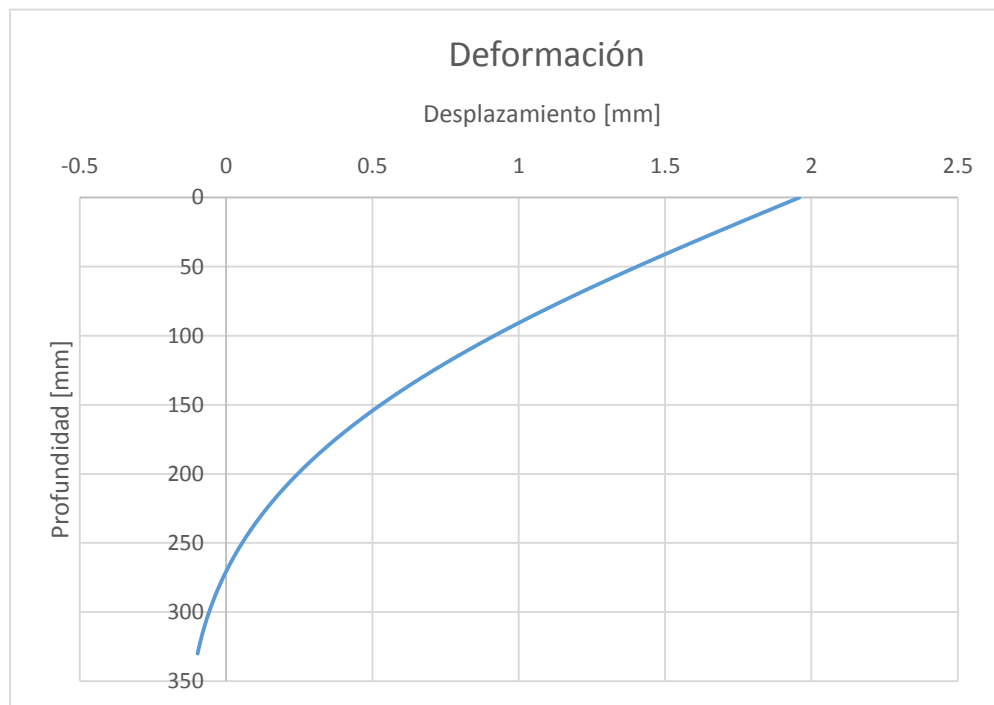


Figura 3.12 Deformaciones teóricas a lo largo de la pila

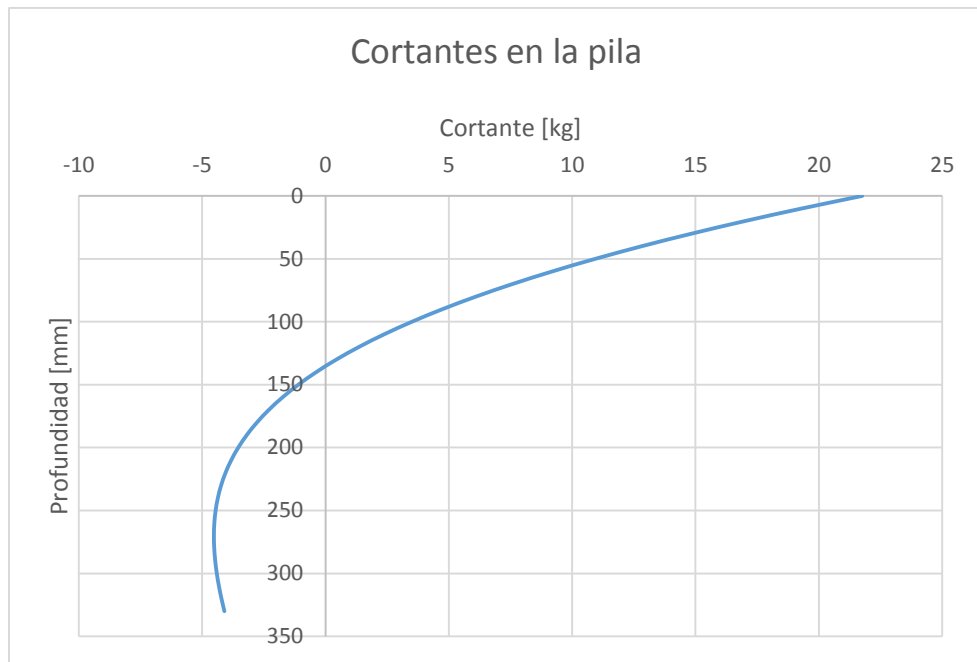


Figura 3.13 Cortante teórico a lo largo de la pila

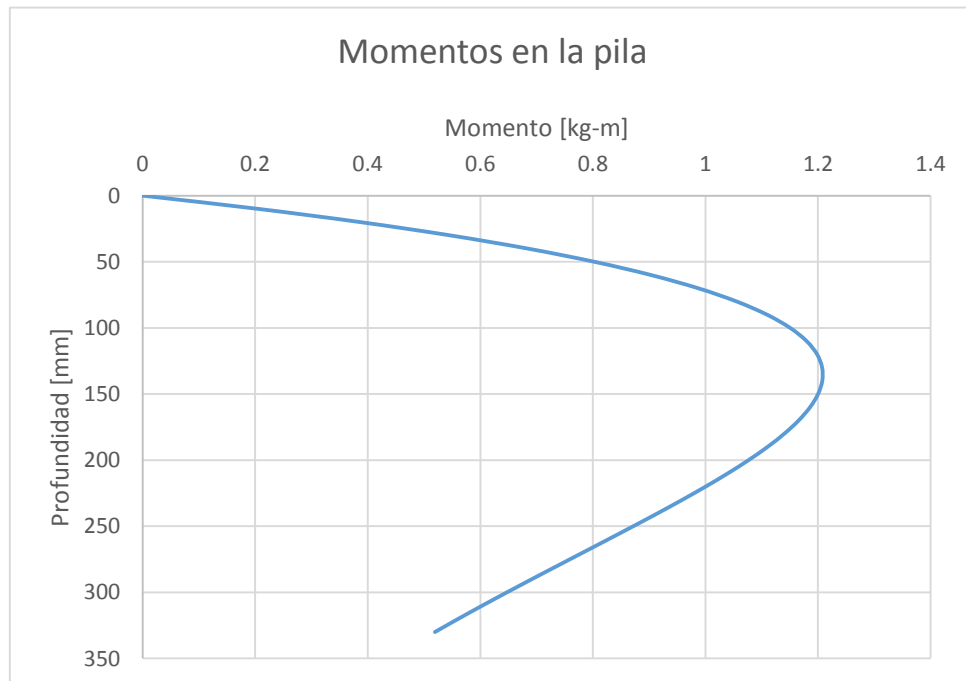


Figura 3.14 Momento teórico a lo largo de la pila

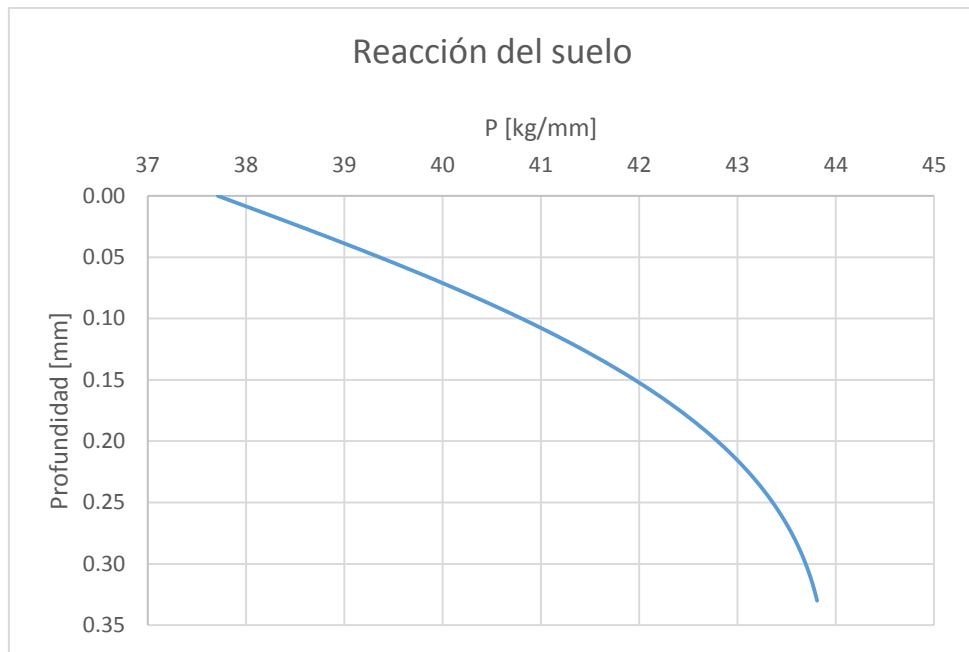


Figura 3.15 Reacción del suelo teórica a lo largo de la pila

3.3.4 Curvas p-y teóricas

La Figura 3.16 muestra las curvas p-y teóricas correspondientes al modelo de la pila, a las tres profundidades en las que fueron medidas las deformaciones en el montaje experimental.

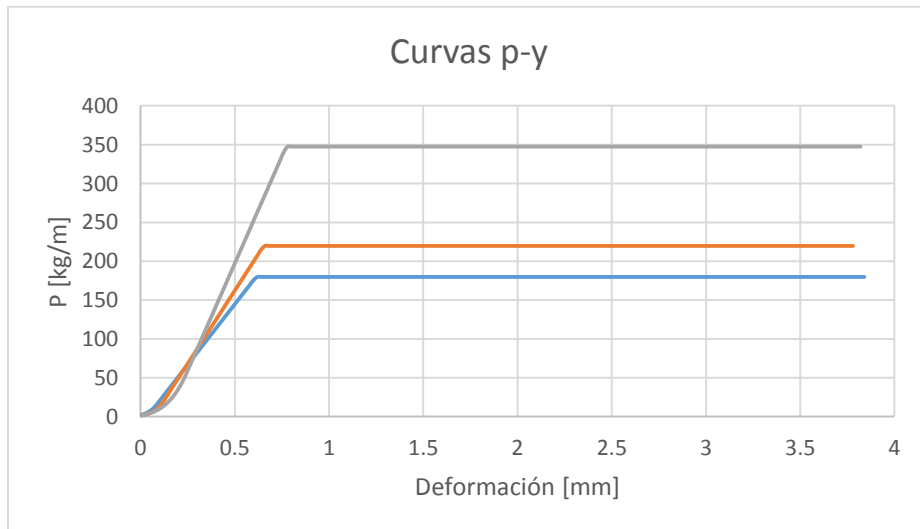


Figura 3.16 Curvas p-y teóricas para suelos con cohesión y ángulo de fricción

3.4 ENSAYOS DE CAMPO

3.4.1 Extracción de muestras



Figura 3.17 Extracción de muestras de suelo

Las muestras de suelo que se utilizaron para los ensayos de carga, fueron extraídas del campus de la Universidad EIA. Se realizó una excavación de 2 metros de profundidad hasta encontrar el suelo deseado. El perfil del suelo constaba de 40 centímetros de capa vegetal, 1 metro de suelo, una capa de cenizas de aproximadamente 10 centímetros de espesor, y por último el suelo deseado.

La Figura 3.17 muestra las canecas utilizadas, las cuales fueron llenadas con suelo, el cuál entro a presión para lograr una muestra inalterada.

3.4.2 Ensayo de carga vertical

3.4.2.1 Montaje del ensayo



Figura 3.18 Prensa hidráulica utilizada para los ensayos de carga vertical

Para el ensayo de carga vertical se utilizó una prensa hidráulica MTS. La muestra se ubicó en la prensa, luego de vaciada la pila en el centro de la muestra, y se ubicó la celda de carga y una platina metálica que asegurara el contacto en toda el área de la celda. A su vez se ubicó un potenciómetro en esta platina con el fin de medir el asentamiento de la pila a lo largo del ensayo. Para medir la carga que le llegaba a la punta de la pila, se ubicó una celda de carga en la base de ésta. La Figura 3.19 muestra el montaje.

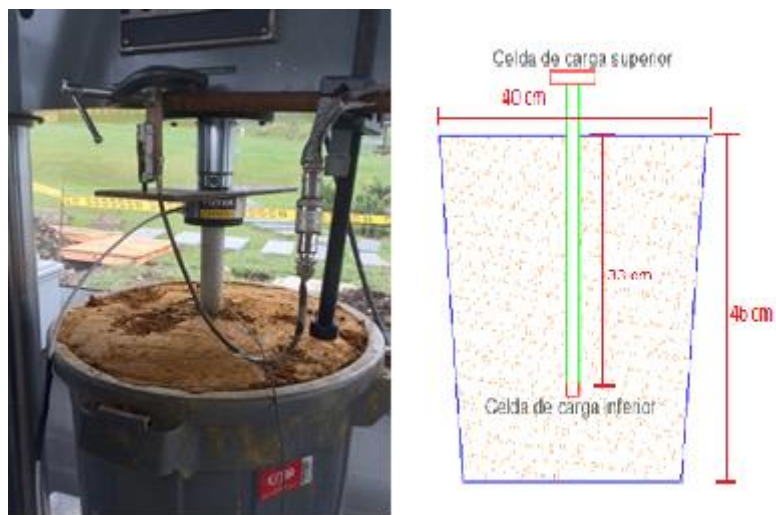


Figura 3.19 Montaje ensayo de carga vertical. Cortesía de Santiago Quintero

3.4.2.2 Resultados

- **Ensayo 1**

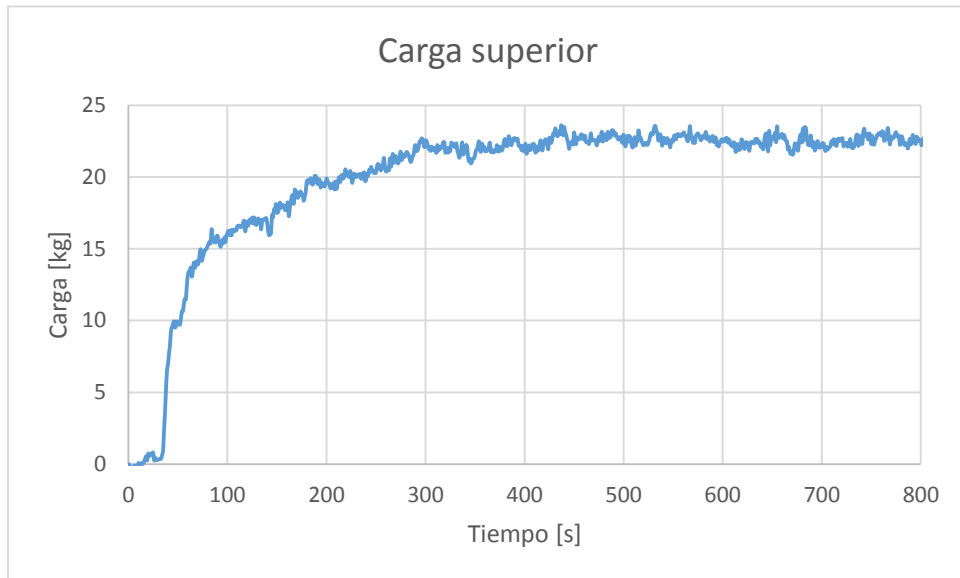


Figura 3.20 Lectura de carga en la celda superior, ensayo 1

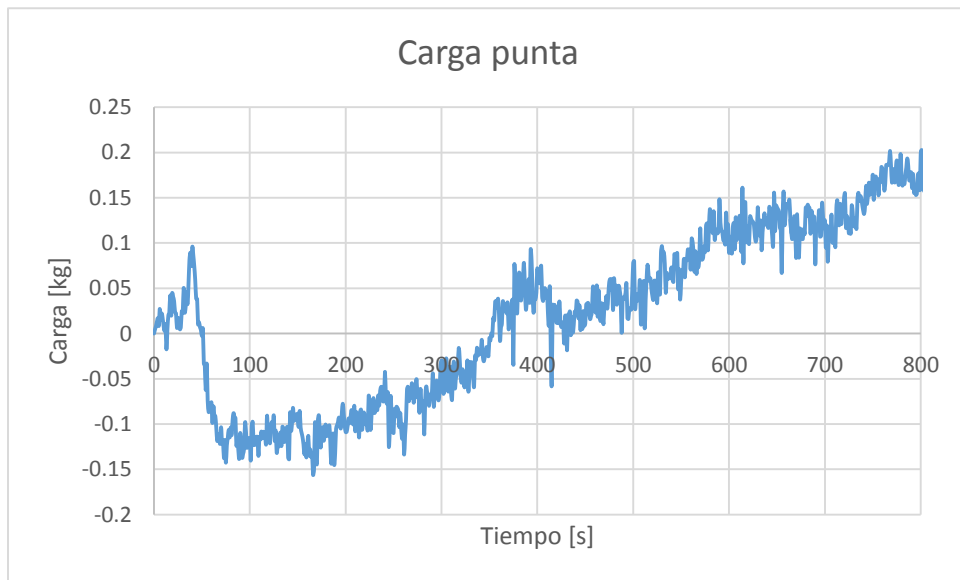


Figura 3.21 Lectura de carga en la celda inferior, ensayo 1

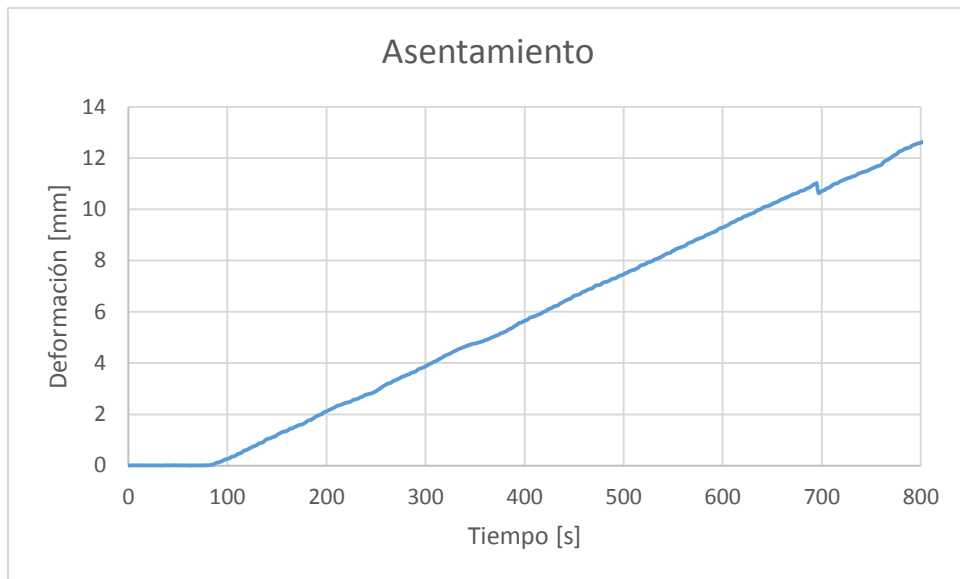


Figura 3.22 Lectura de asentamiento de la pila, ensayo 1

- **Ensayo 2**

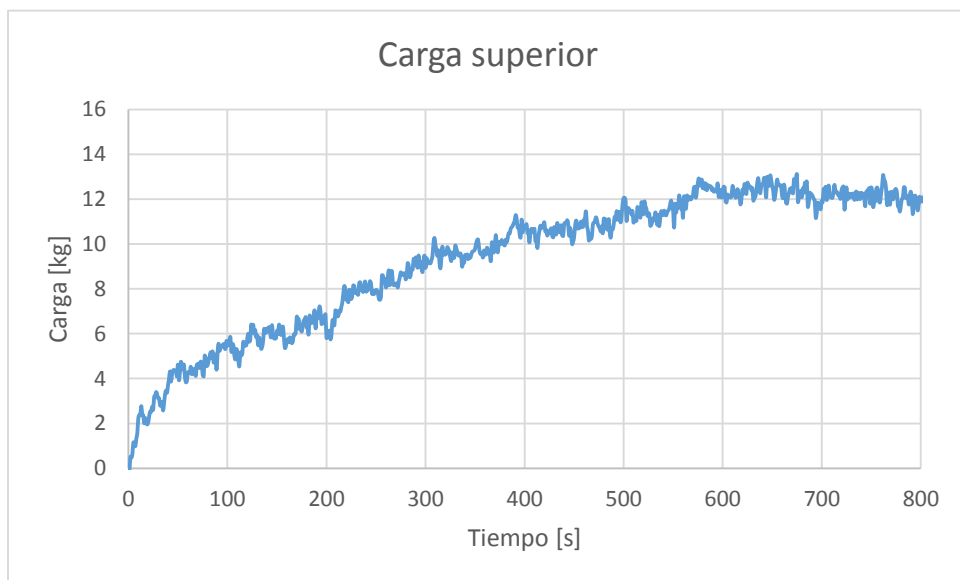


Figura 3.23 Lectura de carga en la celda superior, ensayo 2

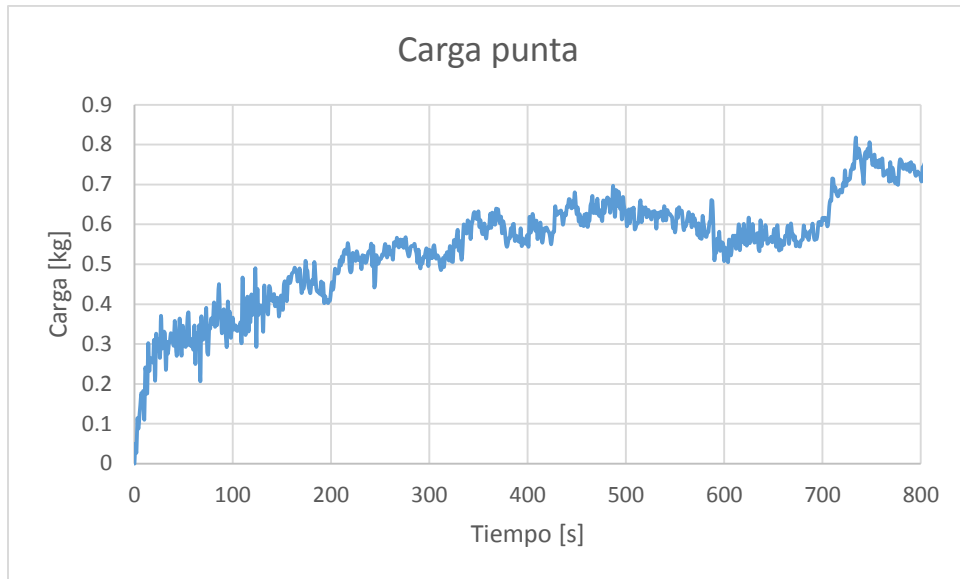


Figura 3.24 Lectura de carga en la celda inferior, ensayo 2

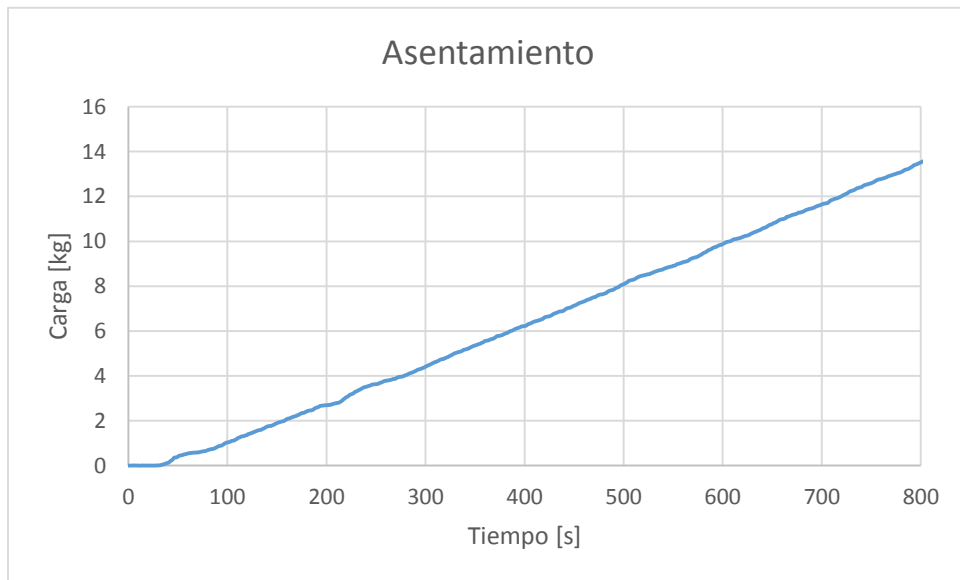


Figura 3.25 Lectura de asentamiento de la pila, ensayo 2

- **Ensayo 3**



Figura 3.26 Lectura de carga en celda superior, ensayo 3

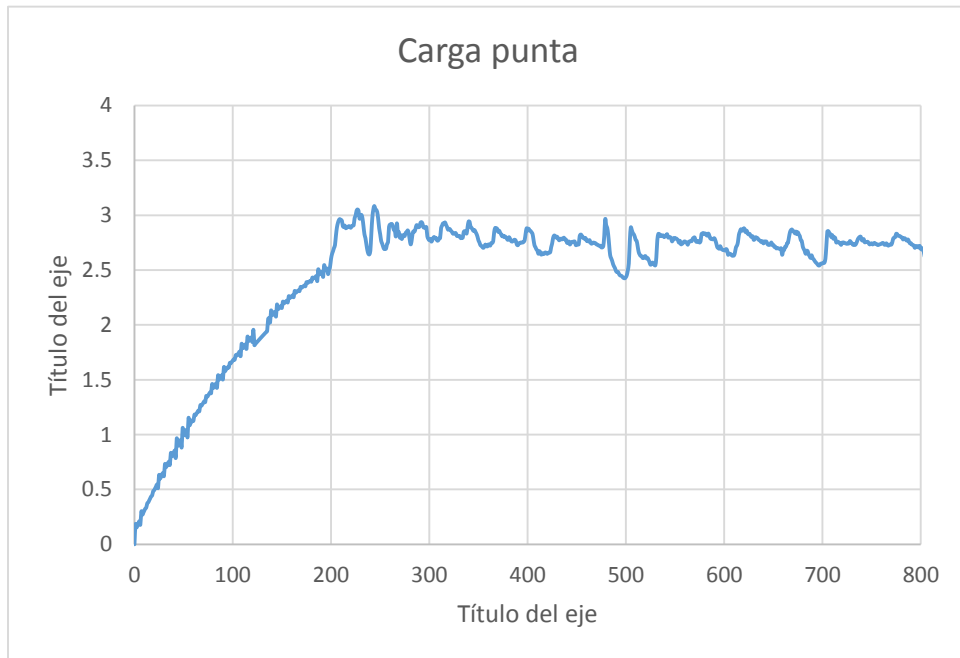


Figura 3.27 Lectura de carga en celda inferior, ensayo 3

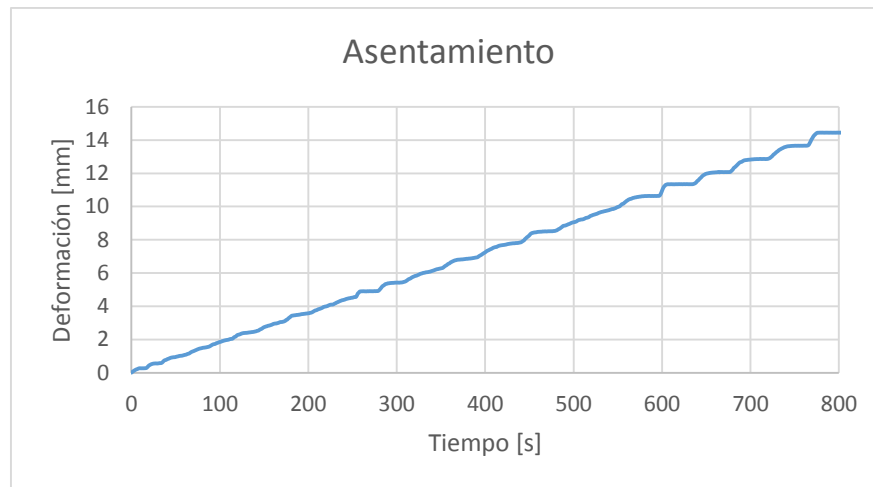


Figura 3.28 Lectura de asentamiento de la pila, ensayo 3

La Figura 3.29 muestra la gráfica de carga versus deformación de los tres ensayos realizados.

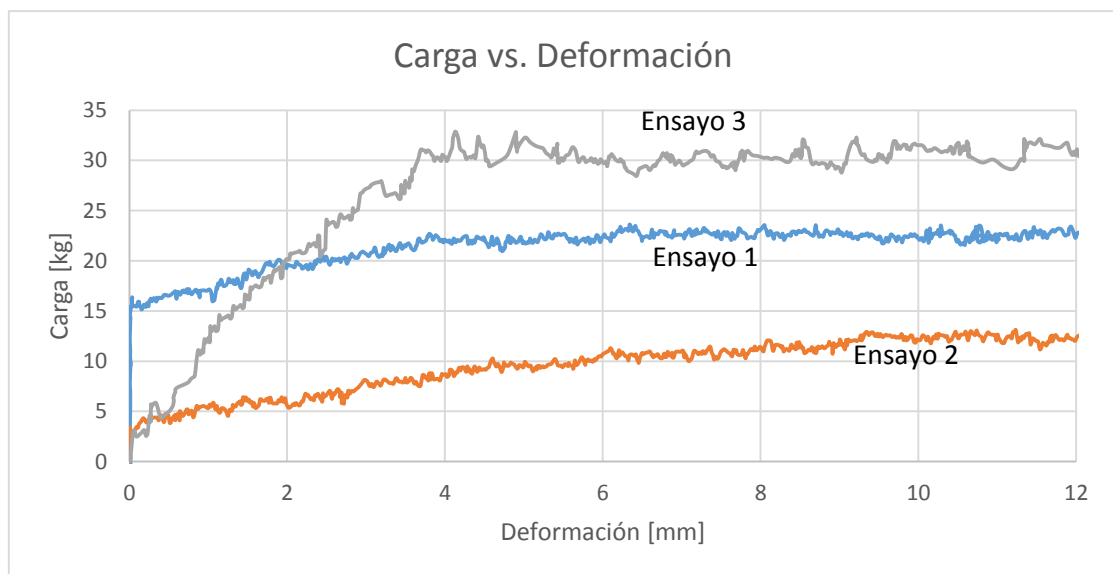


Figura 3.29 Carga vs. Deformación de los tres ensayos de carga vertical

3.4.2.3 Comparación de resultados teóricos y experimentales

Con los resultados obtenidos de los ensayos de carga vertical, se pudo observar que la carga última calculada teóricamente se encuentra en el mismo orden de magnitud de las cargas encontradas en el ensayo. La carga por fricción experimental se obtuvo restando la carga máxima medida en la celda de carga superior con la carga máxima medida en la punta de la pila. En la Tabla 3.14 se puede observar que dos de los tres ensayos mostraron

una carga por punta inferior a 1 kg, mientras que el tercer ensayo mostró una carga que se acerca a la teórica.

Tabla 3.14 Comparación de cargas teóricos y experimentales

	Punta [kg]	Friccion [kg]	Total [kg]
Teórica	4.81	28.47	33.28
Ensayo 1	0.20	23.41	23.62
Ensayo 2	0.82	12.28	13.10
Ensayo 3	3.08	29.79	32.87

Por otro lado, la Tabla 3.15 muestra que los asentamientos obtenidos para la carga máxima son hasta 13 veces mayores a los calculados teóricamente. Mientras el asentamiento teórico representa el 0.28% de la longitud total de la pila, los asentamientos obtenidos experimentales representan entre el 3% y el 4% de la longitud de la pila.

Tabla 3.15 Comparación de asentamientos teóricos y experimentales

	Asentamientos [mm]
Teórica	0.94
Ensayo 1	12.60
Ensayo 2	13.52
Ensayo 3	10.60

Estos resultados indican que las cargas calculadas teóricamente son probablemente acordes a las obtenidas en un suelo residual, y que los asentamientos por otro lado son mayores a los que la teoría propone.

3.4.3 Ensayo de carga lateral

3.4.3.1 Montaje del ensayo

A las muestras de suelo extraídas y con las pilas vaciadas, se les hicieron tres perforaciones en tres profundidades diferentes de la pila, con el fin de ubicar los potenciómetros que midieron los desplazamientos debidos a la carga aplicada. Las canecas se ubicaron en un contenedor de acero para evitar el volcamiento de la muestra, y por medio de un gato hidráulico ubicado en una columna en forma horizontal, se aplicó una carga continua a la punta sobresaliente de la pila. La Figura 3.30 muestra el montaje realizado. A cada potenciómetro se le asignó un nombre, y el orden de arriba abajo se puede ver en la Figura 3.31.



Figura 3.30 Montaje de ensayo de carga lateral

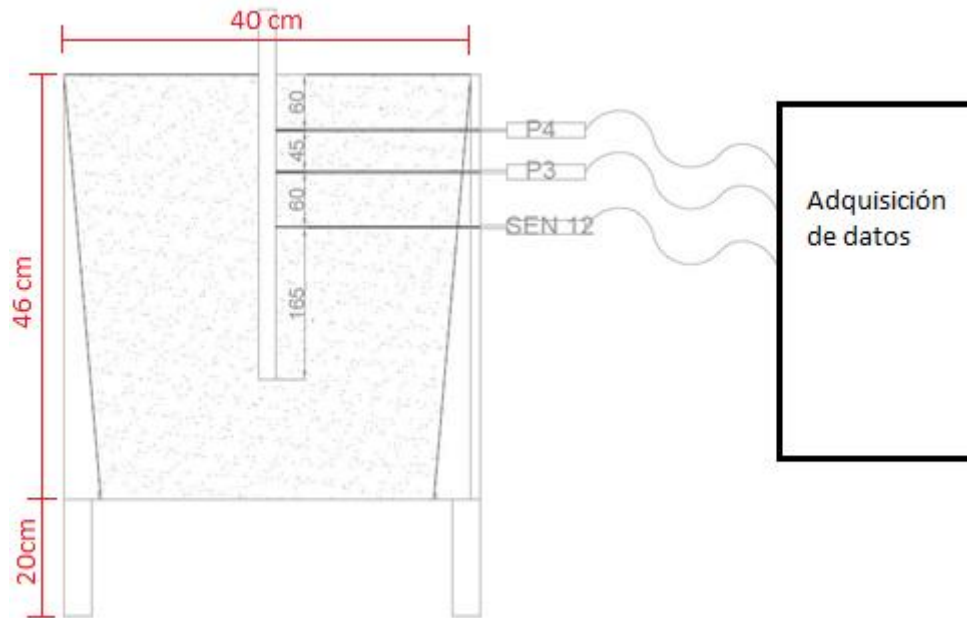


Figura 3.31 Ubicación de los potenciómetros. Cortesía de Santiago Quintero Vélez

3.4.3.2 Resultados

- Ensayo 1

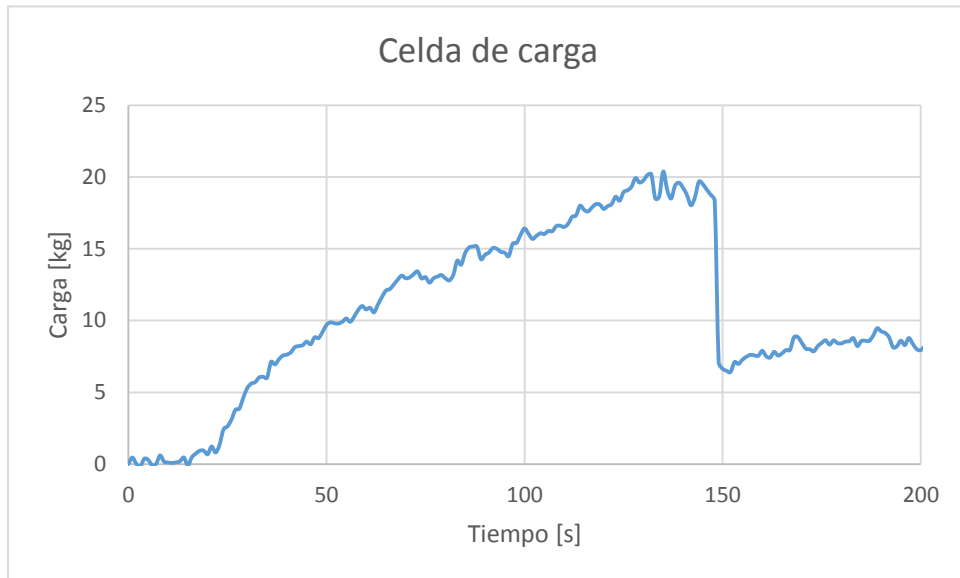


Figura 3.32 Lectura de carga lateral en la pila, ensayo 1

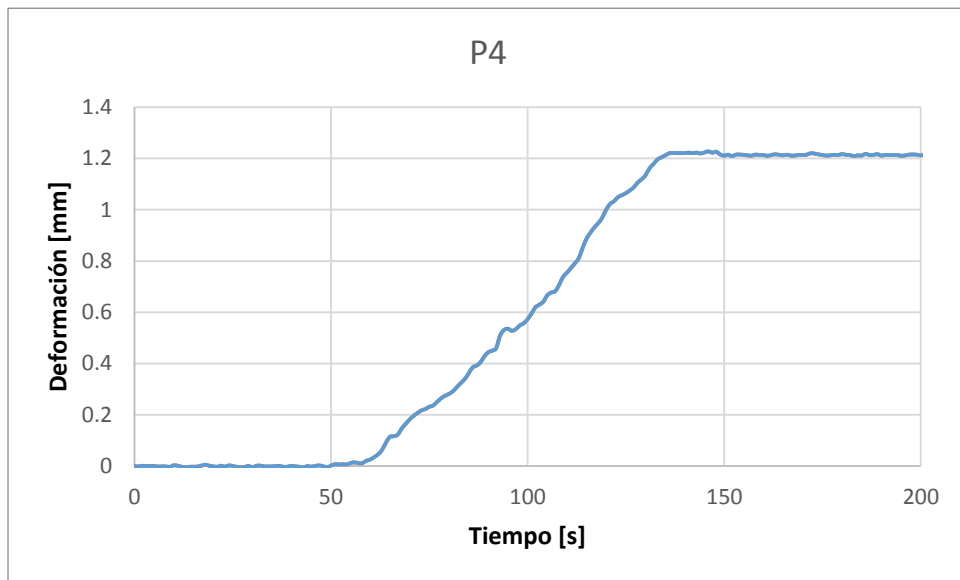


Figura 3.33 Lectura de deformación P4, ensayo 1

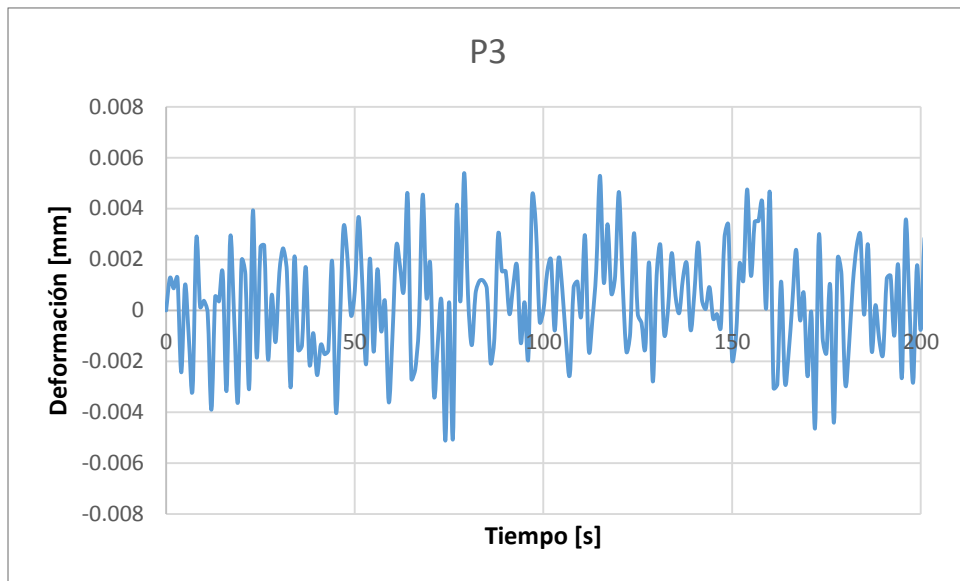


Figura 3.34 Lectura de deformación en P3, ensayo 1

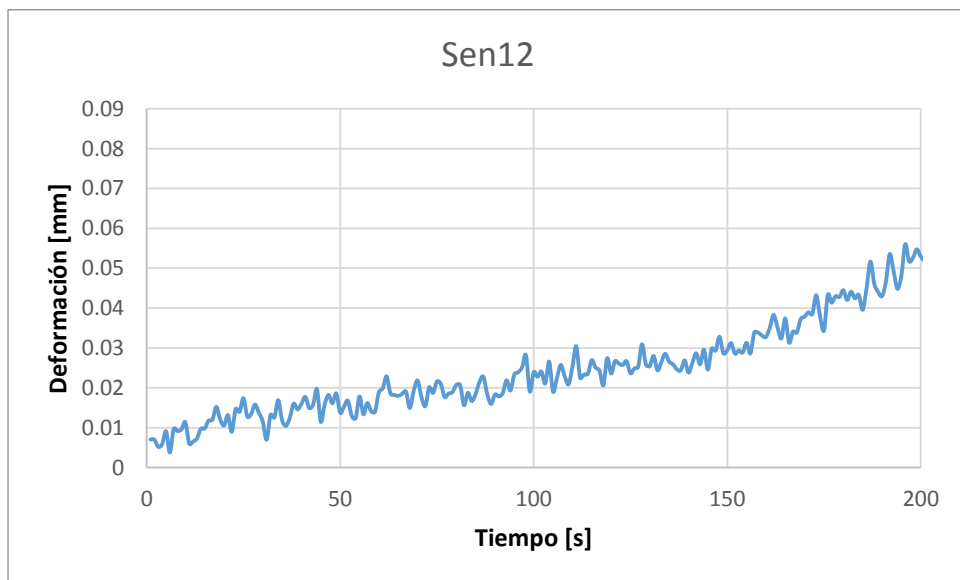


Figura 3.35 Lectura de deformación en Sen12, ensayo 1

- **Ensayo 2**



Figura 3.36 Lectura de carga lateral en la pila, ensayo 2

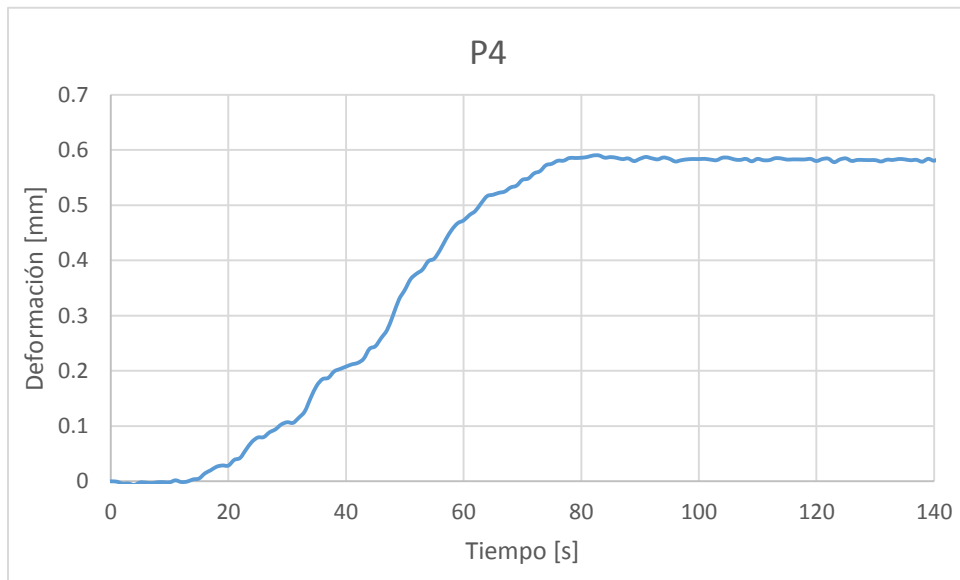


Figura 3.37 Lectura de deformación en P4, ensayo 2

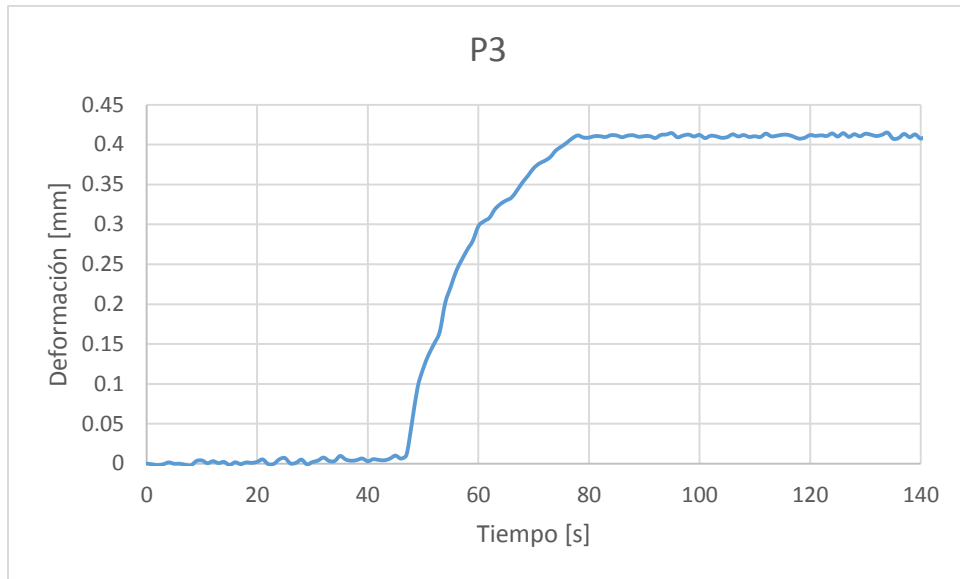


Figura 3.38 Lectura de deformación en P3, ensayo 2

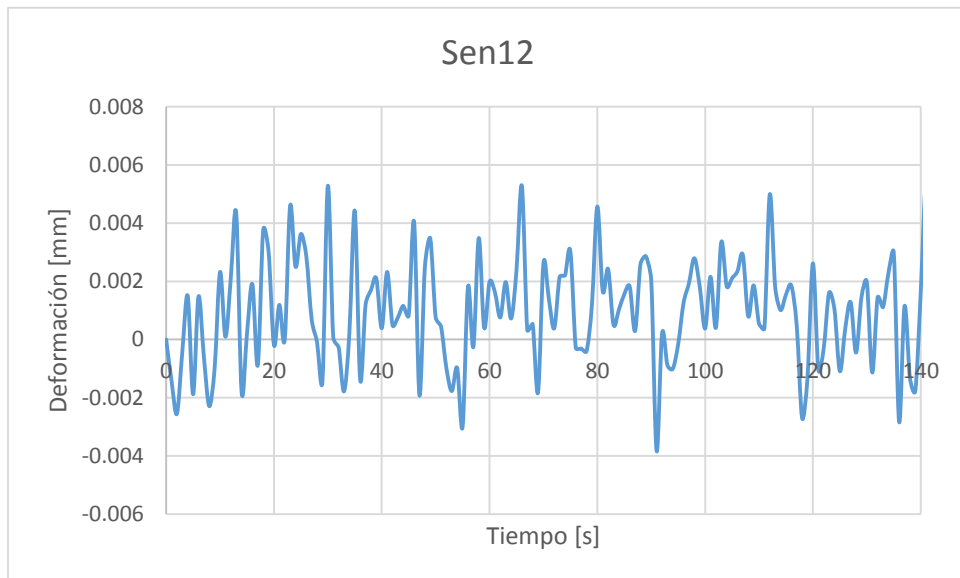


Figura 3.39 Lectura de deformación en Sen12, ensayo 2

- **Ensayo 3**

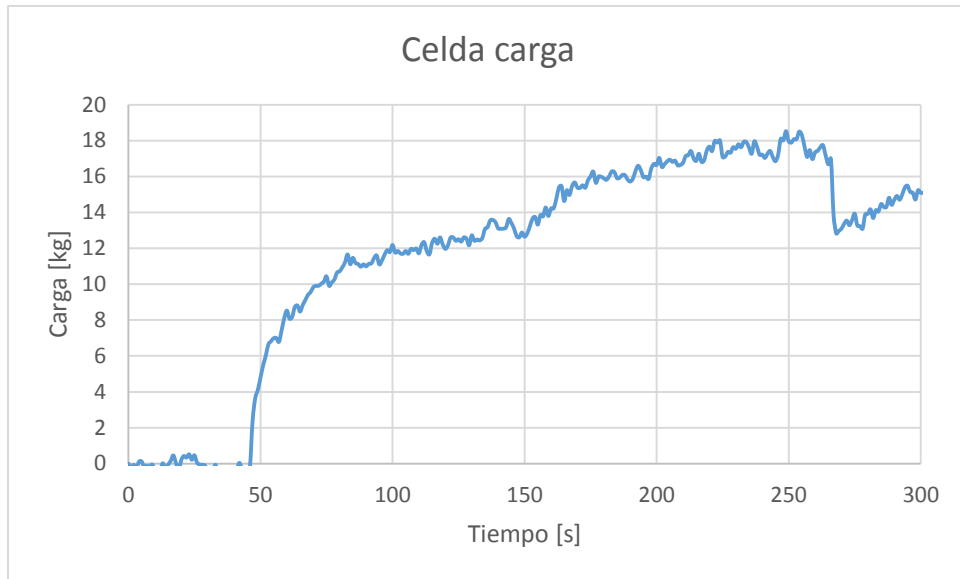


Figura 3.40 Lectura de carga lateral en la pila, ensayo 3

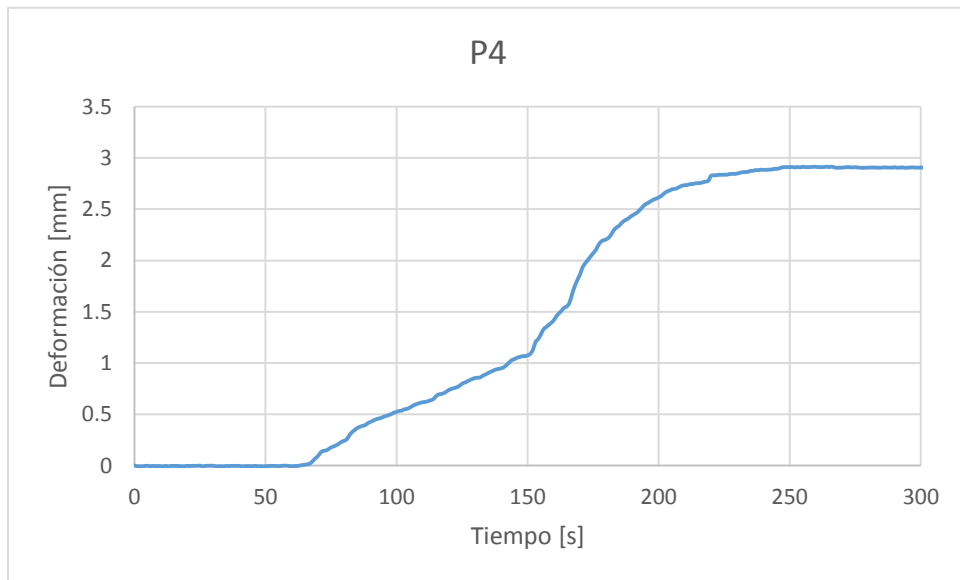


Figura 3.41 Lectura de deformación en P4, ensayo 3

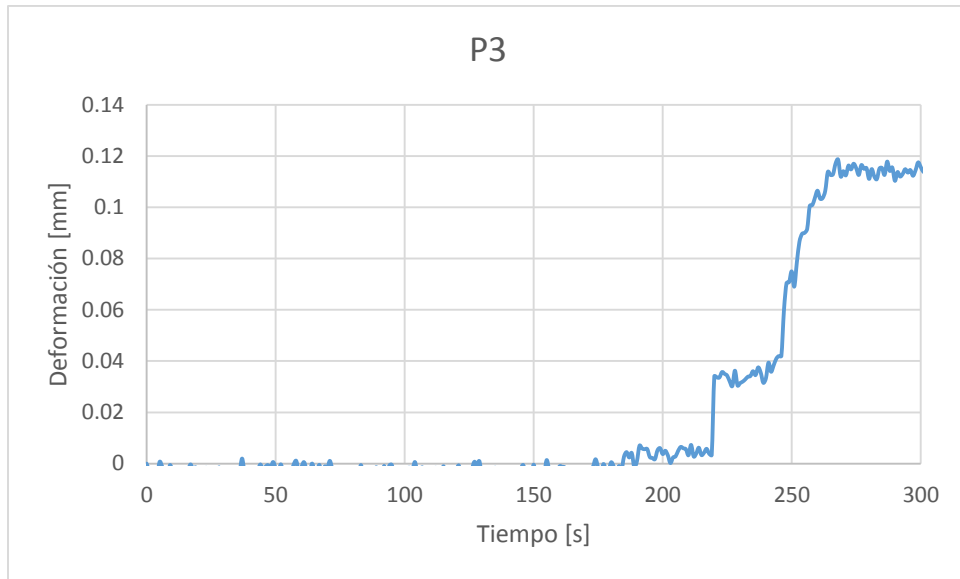


Figura 3.42 Lectura de deformación en P3, ensayo 3

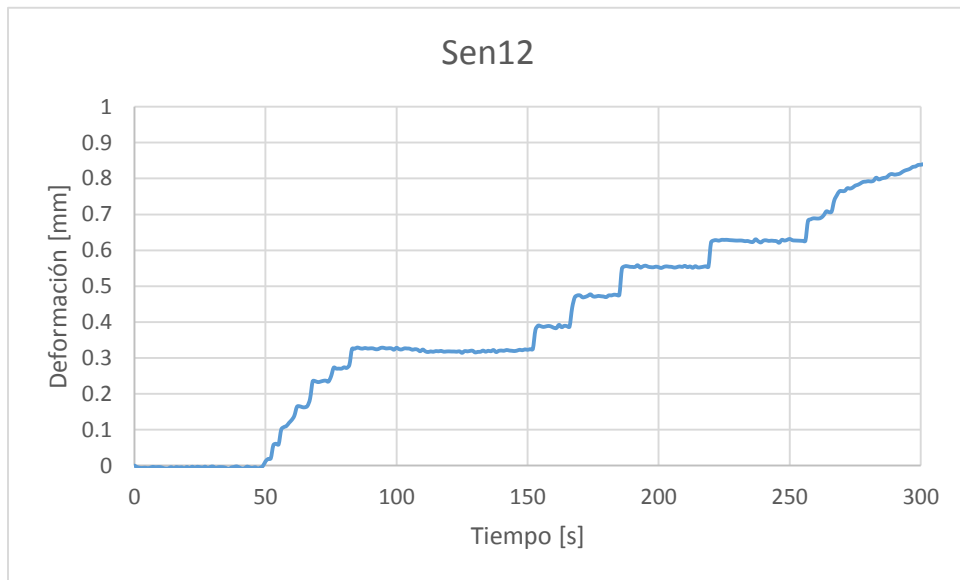


Figura 3.43 Lectura de deformación en Sen12, ensayo 3

3.4.3.3 Curvas p-y experimentales

Para construir las curvas p-y experimentales, se tomaron los datos de carga lateral medidos en los ensayos de campo, y se dividieron por el perímetro de media circunferencia, pues solo la mitad de la sección de la pila está transfiriendo carga al suelo. Las curvas se hicieron para tres diferentes profundidades, las tres medidas por los potenciómetros.

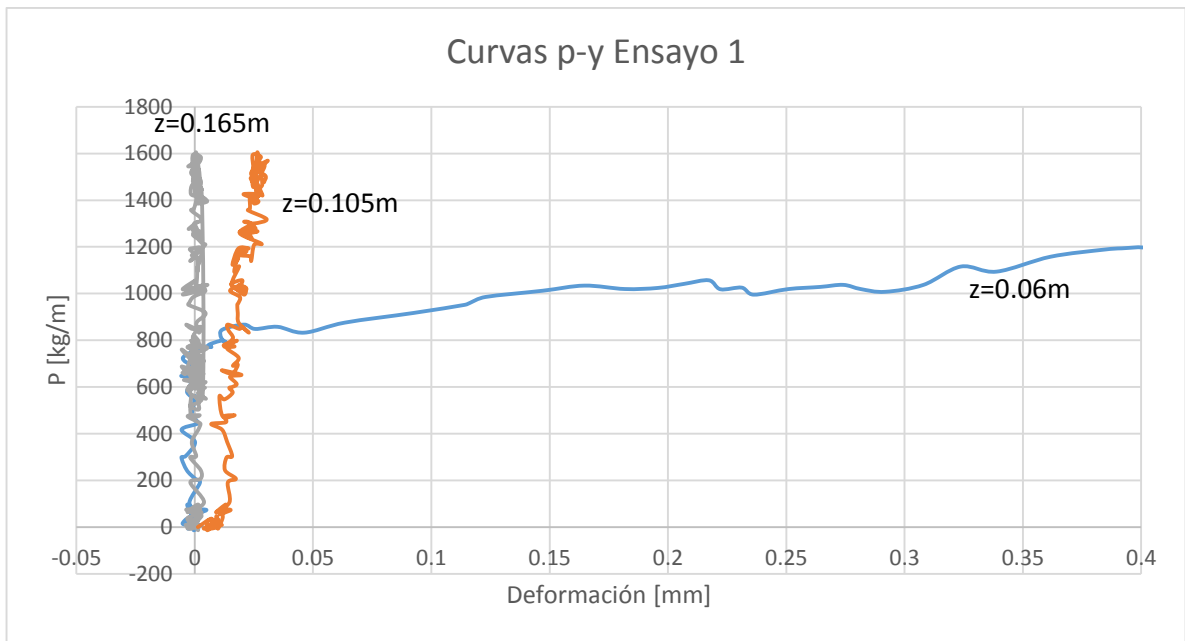


Figura 3.44 Curvas p-y de la pila, ensayo 1

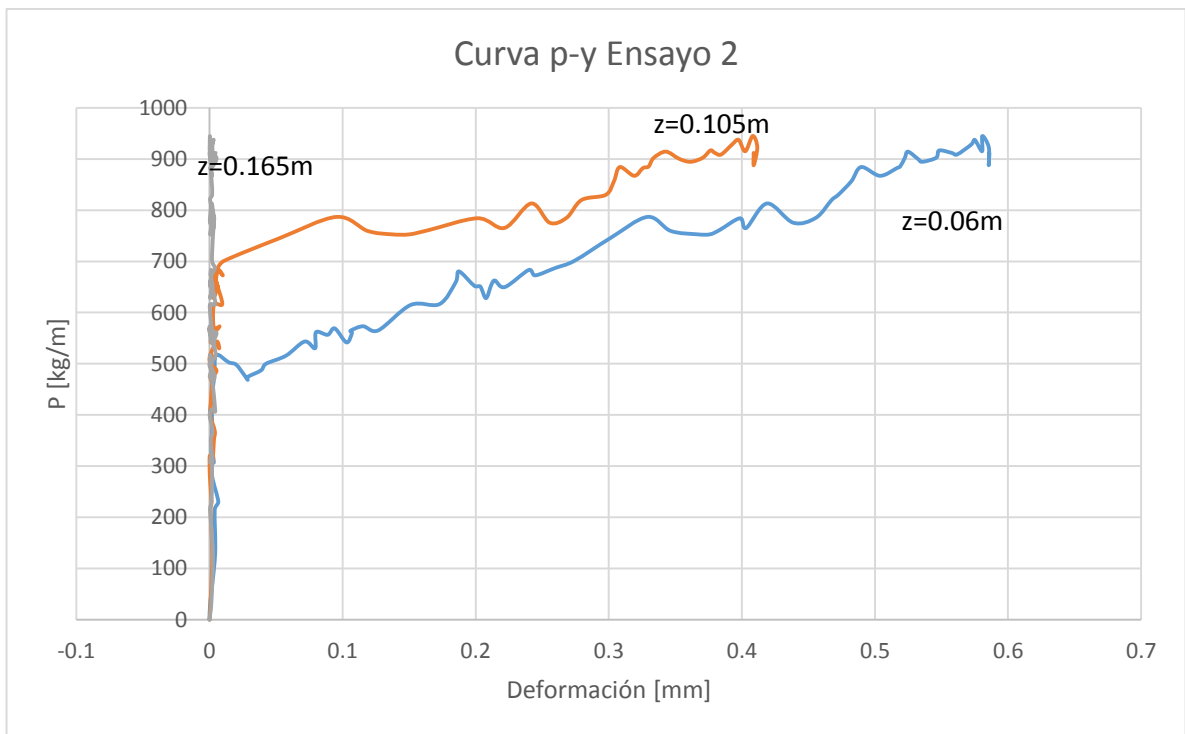


Figura 3.45 Curvas p-y de la pila, ensayo 2

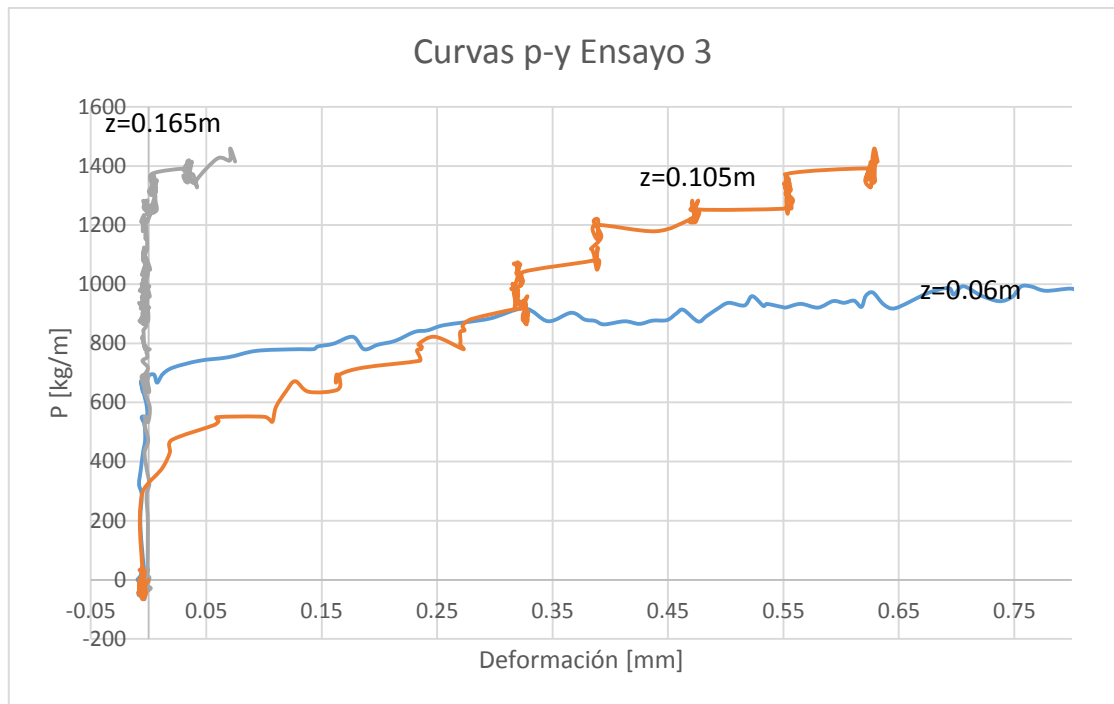


Figura 3.46 Curvas p-y de la pila, ensayo 3

3.4.3.4 Comparación de curvas experimentales y teóricas

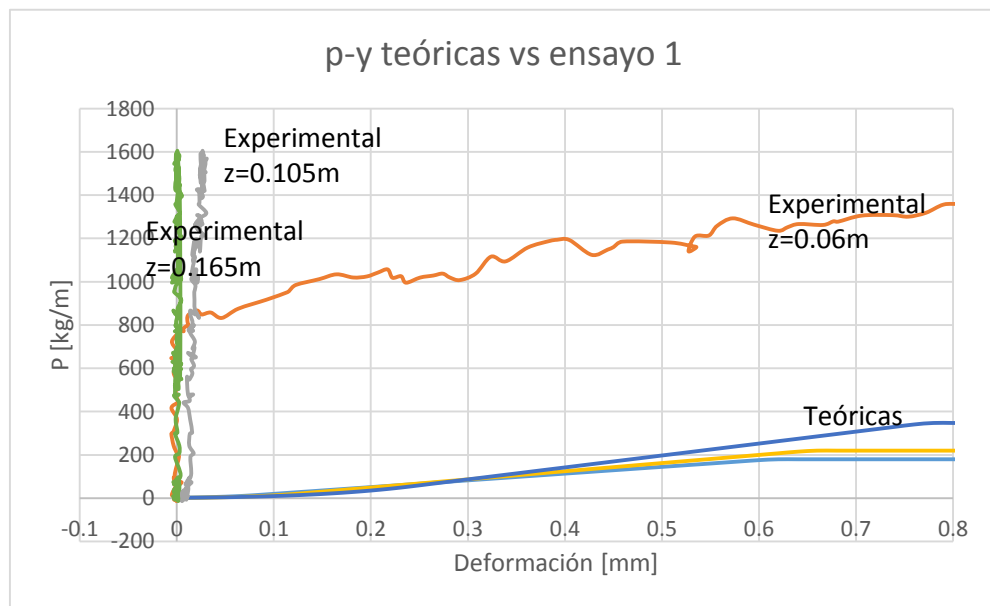


Figura 3.47 Comparación de curvas p-y teóricas y experimentales, ensayo 1

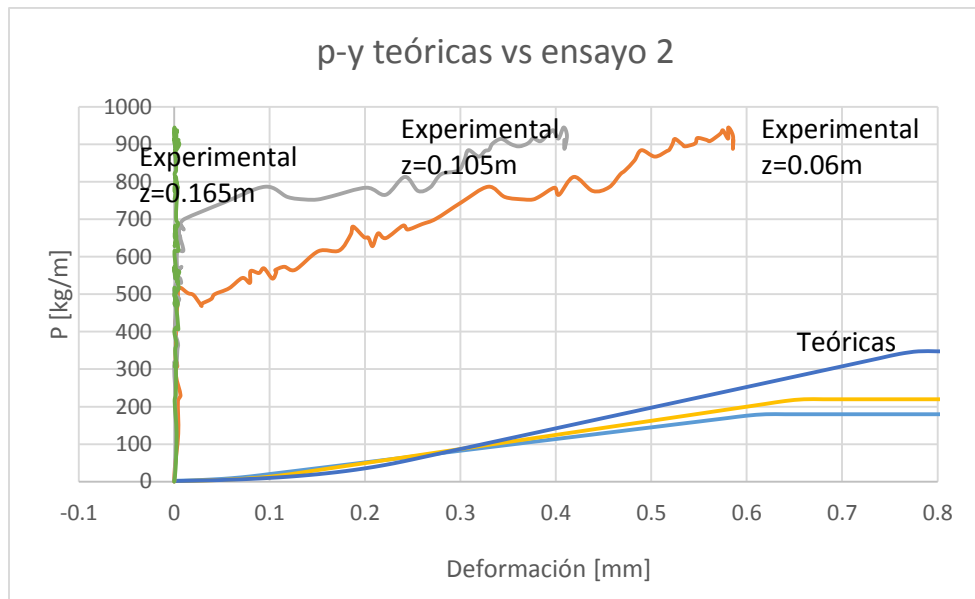


Figura 3.48 Comparación de curvas p-y teóricas y experimentales, ensayo 2

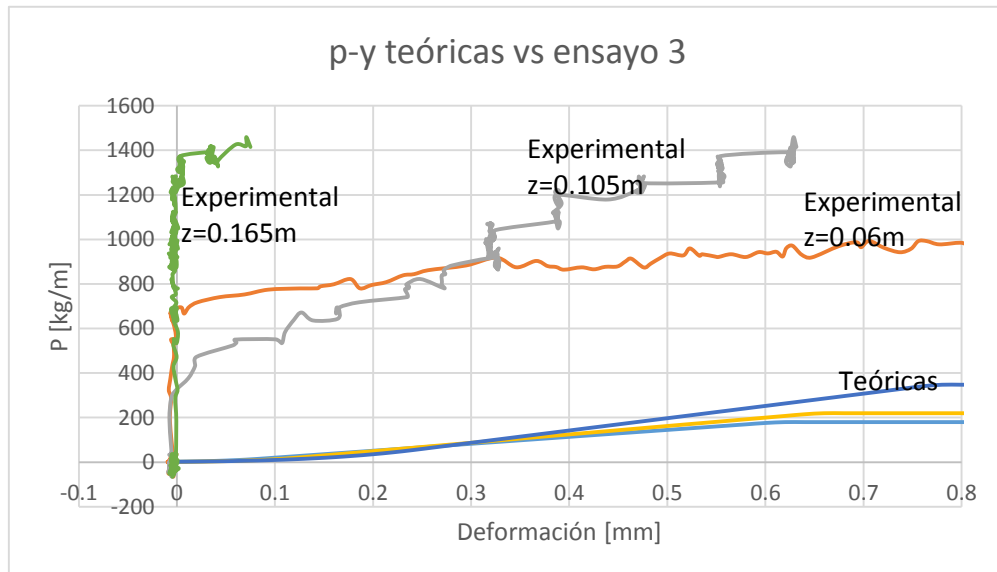


Figura 3.49 Comparación de curvas p-y teóricas y experimentales, ensayo 3

3.4.3.5 Módulo de reacción

Conocidas las curvas p-y teóricas y experimentales, se procedió a calcular los módulos de reacción del suelo en ambos casos, para conocer la diferencia entre estos. La Tabla 3.16 muestra los módulos teóricos obtenidos con las curvas p-y y el método de Vesic (1961)

Tabla 3.16 Módulos de reacción teóricos

Modulo de reacción para p-y teoricas		
Z = 0.06 m		
P b/60	119.82	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	283.1	Ton/m2
Z = 0.105 m		
P b/60	132.16	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	312.2	Ton/m2
Z = 0.165 m		
P b/60	153.16	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	361.8	Ton/m2
Modulo de reacción teórico - Vesic		
kh	129.0	Ton/m2

El módulo de reacción puede ser calculado de acuerdo a la ecuación propuesta por Vesic (1961) como

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{(1 - \nu^2)}$$

Para el módulo de reacción calculado con las curvas p-y teóricas, se obtuvo la deformación correspondiente a b/60 (b siendo el diámetro de la pila), y su correspondiente carga P. La división entre P y Y, resulta en el módulo de reacción para cada curva. (Reese & Van Impe, 2001)

La Tabla 3.17 muestra los módulos de reacción calculados para las curvas p-y experimentales. Se calcularon con la deformación correspondiente a b/60, pero algunas curvas mostraron pequeñas deformaciones, por lo que no alcanzaron el valor deseado, así que para estas se calculó el módulo de reacción con el valor máximo de la carga.

Se puede observar que los módulos experimentales son aproximadamente 10 veces más grandes que los calculados teóricamente, lo que da a entender que el suelo utilizado para los ensayos es más rígido de lo que la teoría expresa.

Tabla 3.17 Módulos de reacción experimentales de la pila

Modulo de reacción para p-y experimentales		
Ensayo 1		
Z = 0.06 m		
P b/60	1192.83	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	2,818	Ton/m2
Z = 0.105 m		
P max	1605.13	kg/m
Def	0.03	mm
kh	60,467	Ton/m2
Z = 0.165 m		
P max	1605.1341	kg/m
Def	0.0006	mm
kh	2,811,093	Ton/m2
Ensayo 2		
Z = 0.06 m		
P b/60	813.06	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	1,921	Ton/m2
Z = 0.105 m		
P b/60	911.83	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	2,154	Ton/m2
Z = 0.165 m		
P max	944.85	kg/m
Def	0.0003	mm
kh	3,097,869	Ton/m2
Ensayo 3		
Z = 0.06 m		
P b/60	874.63	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	2066.05	Ton/m2
Z = 0.105 m		
P b/60	1199.94	kg/m
b/60	0.42	mm
kh	2834.50	Ton/m2
Z = 0.165 m		
P max	1459.35	kg/m
Def	0.07	mm
kh	20619.80	Ton/m2

4 CONCLUSIONES Y CONSIDERACIONES FINALES

- La pila se diseñó teniendo en cuenta las condiciones experimentales disponibles en la Universidad EIA, esto es, disponibilidad física de los laboratorios y los implementos necesarios. Se diseñó una pila para un recipiente de 46 cm de alto y 40 cm de espesor, y se definió una longitud de empotramiento de 33 cm y un diámetro de pila de 1". Para estas dimensiones se hizo claro que era necesario contar con lecturas de carga relativamente bajas, al igual que las deformaciones a medir.

Se utilizó entonces una prensa hidráulica con capacidad para cargar hasta de 5 toneladas y con incremento de desplazamiento de 1 mm/min, para cargar verticalmente la pila. Para la carga lateral se utilizó un gato hidráulico manual con capacidad de hasta 30 toneladas, con incrementos dependientes de la velocidad con la que el operario manipulaba el aparato. Las deformaciones fueron medidas con potenciómetros con capacidad de medición de 70 mm. Los resultados fueron obtenidos gracias al Sistema de Adquisición de Datos de la Universidad EIA.

Para proceder al diseño de la pila, se establecieron las propiedades mecánicas del suelo a utilizar, extraído del campus de la Universidad EIA. Se obtuvieron muestras del suelo a las que se les realizaron ensayos de laboratorio, de los cuales se obtuvo la clasificación del suelo, su densidad húmeda, su cohesión, su ángulo de fricción, su módulo de corte y módulo de elasticidad, así como su límite líquido y su índice de plasticidad.

- La pila fue diseñada de acuerdo a teorías usadas en Colombia, siendo la de Terzaghi y el Método alpha para las cargas verticales, por punta y por fricción correspondientemente, y los asentamientos fueron calculados de acuerdo al método de asentamientos elásticos propuesto por Das (2001).

Para las cargas laterales se utilizó el Método de Broms para calcular la carga última lateral del suelo, y la solución de la ecuación diferencial para calcular las deformaciones, momentos, cortantes y reacción del suelo bajo la carga última lateral. Además de esto, se utilizó el método propuesto por Reese et. al. (2001) para conocer las curvas p-y de un suelo tanto con cohesión como ángulo de fricción.

- Para construir la pila, se diseñó una mezcla de concreto basada en el método de la ACI. Como las dimensiones de la pila no permitieron usar un tamaño de agregado grueso típico, se optó por usar arena para concreto para suplir dicho agregado, y se usó arena de revoque como agregado fino. La mezcla se diseñó para alcanzar una resistencia de 21 MPa, y se utilizó un súper plastificante para mejorar la manejabilidad de la mezcla dadas las dimensiones de la pila y para ayudar a incrementar su resistencia.

El concreto alcanzó una resistencia de 13.7 MPa a los 7 días de vaciado. Por medio de la ecuación de Herrera (2010) se proyectó la resistencia obtenida a los 28 días, dando como resultado una resistencia de 21.3 MPa.

En cuanto al refuerzo longitudinal de la pila, se utilizó un alambre galvanizado cal. 20, se ubicaron 4 alambres que corresponden a un área de 3.56 mm^2 , suficiente para suplir la cuantía mínima del 0.5% exigida por la NSR-10. El refuerzo transversal se realizó con el mismo alambre, en espiral, hasta una longitud de $\frac{3}{4}$ de la longitud total de la pila.

- Se realizaron tres ensayos para carga vertical y tres para carga lateral. En la carga vertical se obtuvieron resultados de carga en la punta de la pila y en su fuste, y los asentamientos ocasionados por estas cargas. En los tres ensayos, las cargas máximas variaron de 15 kg a 32 kg, y los asentamientos entre 10 mm y 13 mm.

En cuanto a la carga lateral, los tres ensayos arrojaron cargas máximas que varían entre 12 kg y 20 kg, y las deformaciones laterales en los tres puntos escogidos para su medición tuvieron como máximo 3 mm, esto en el punto de medición menos profundo. El punto más profundo registró los menores desplazamientos, como era de esperarse, y los desplazamientos fueron siempre mayores en el primer punto de medición.

Como recomendaciones para futuras investigaciones, se debe mejorar la forma de obtención de los desplazamientos, reduciendo en mayor medida la fricción de la extensión, y mejorando la forma de ubicar los potenciómetros, para evitar posibles errores de medida. También se recomienda utilizar un sistema adecuado para obtener las deformaciones en superficie de la pila para el ensayo de carga lateral, con un sistema de reconocimiento de puntos de referencia que permitan una medición precisa de dichos desplazamientos.

- En cuanto a los resultados obtenidos vs los calculados, se observó que las cargas verticales máximas obtenidas no difieren en gran medida con las calculadas, estando entre el 70% y el 98% de la carga máxima calculada a excepción del segundo ensayo, que representó el 40% de la carga máxima teórica. Los asentamientos por otro lado se encontraron entre 1100% y un 1300% del calculado, dando a entender que probablemente el suelo presenta asentamientos mayores a los calculados por la teoría.

En cuanto al ensayo de carga lateral, la obtención de las curvas p-y experimentales mostraron una carga por unidad de longitud mayores a las calculadas, y los módulos de reacción obtenidos experimentalmente fueron entre 6 y 10 veces mayores a los obtenidos con las curvas p-y teóricos. Esto muestra que, probablemente, hay una subestimación de la capacidad del suelo residual para soportar cargas laterales transferidas por pilas de concreto.

5 REFERENCIAS

- American Society of Testing and Materials. (2007). *Standar test methods for deep foundations under lateral load*. Philadelphia: ASTM International.
- American Society of Testing and Materials. (2011). ASTM D2487 - 11 Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- Blight, G. E. (2012). *Mechanics of residual soils*. Londres: CRC Press.
- Broms, B. B. (1965). Design of Laterally Loaded Piles. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 79-99.
- Cunha, R., & Leong, E. C. (2002). Evaluation of deep foundations in tropical residual soil by a semi analytical mathematical procedure coded in industrial software. *Mecánica computacional*, 1045-1062.
- Das, B. M. (2001). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. Sacramento: Thomson Learning.
- Das, B. M. (2007). *Principles of foundations engineering*. Stamford: CENGAGE Learning.
- Duncan, J. M., Evans, L. T., Jr, & Ooi, P. S. (1994). Lateral load analysis of single piles and drilled shalls. *Journal of the Geotechnical Engineering Sivision*, 1018-1033.
- Fleming, K., Weltman, A., & Elson, K. (2008). *Piling engineering* (Vol. 3). London: CRC Press.
- Gutierrez Pulido, G., & de la Vara, R. (2008). *Análisis y diseño de experimentos*. México D.F.: McGraw Hill Interamericana.
- Herrera Sosa, E. S. (2010). *Predicción de la resistencia a compresión axial del concreto en función de los resultados obtenidos en ensayos a probetas de dimensión estandar y la obtención de su modulo de elasticidad*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Huanca, S. L. (2006). *Diseño de mezclas de concreto*. Puno: Universidad Nacional del Altiplano.
- Instituto Nacional de Vías. (2007). I.N.V.E 123-07 Análisis granulométrico de suelos por tamizado.
- Instituto Nacional de Vías. (2007). I.N.V.E 125-07 Determinación del limite líquido de los suelos.
- Instituto Nacional de Vías. (2007). I.N.V.E 126-07 Determinación del indice de plasticidad de suelos.

- Instituto Nacional de Vías. (2007). I.N.V.E 154-07 Determinación de la resistencia al corte, método de corte directo (CD) (Consolidado Drenado).
- Matlock, H. S. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *2nd Annual Offshore Technology Conference*.
- Matlock, H., & Reese, L. C. (1960). Generalized solution for Laterally Loaded Piles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 63-91.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente*. Bogotá.
- Randolph, M., & Houlsby, G. (1984). The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*, 613-623.
- Reese, L. C. (1958). Discussion of paper by B. McClelland and J. A. Focht. *ASCE*, 1071-1074.
- Reese, L. C., & Van Impe, W. F. (2001). *Single piles and pile group under lateral loading*. Rotterdam: CRC Press.
- Van Der Veen, C. (Zurich). The bearing capacity of a pile. *III International conference on soil mechanics and foundation engineering*.
- Vesic, A. S. (1961). Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solids. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 35-53.
- Vesic, A. S. (1970). Test on instrumented piles, Ogeechee River Site. *Journal of soil mechanics and foundations division*, 561-584.
- Vesic, A. S. (1977). *Design of Pile Foundations*. Washington DC: Transportation Research Board.
- Wesley, L. D. (2010). *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*. New Jersey: John Wiley & Sons Inc.
- Wesley, L. D. (2010). *Geotechnical engineering in residual soils*. New Jersey: John Wiley & Sons Inc.