

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DE UN
PILOTE BAJO ACCIÓN DE CARGA LATERAL**

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

NADIA EDA MACAVILCA ROJAS

Lima- Perú

2014

Digitalizado por:

**Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse**

AGRADECIMIENTO

En primer lugar, el nacimiento de esta tesis no hubiera sido posible sin la iniciativa del Dr. Ing. Víctor Sánchez Moya. Fue gracias a una alegre coincidencia de la vida que la innata curiosidad científica tanto del Dr. Ing. Jorge Alva Hurtado y del Dr. Víctor Sánchez Moya decidieran depositar la confianza del desarrollo de este tema en mi persona, alguna mañana en la empresa donde en ese entonces laboraba. Si bien muchas cosas han pasado desde esa fecha, espero que el resultado de mi trabajo colme sus expectativas, aunque esto es un deseo muy ambicioso dada las personalidades que son mis asesores.

En el ámbito familiar, debo agradecer a mis padres, Sr. Uriel Macavilca y Gloria Rojas, quienes a su manera supieron inculcar la curiosidad científica y el deseo de saber desde que era niña. Mi hermano que es mi fuente de afecto, inspiración y ejemplo de fortaleza. Un agradecimiento especial merece mi querida prima Raquel Rojas Moreano.

Aunque hay muchas personas que merecen ser mencionadas, por economía solo mencionaré a esas grandes personas que nunca perdieron fé en que culminaría este trabajo de investigación: el Dr. Víctor Sánchez Moya, Ing. Mario Sardón, Elena Muñoz, Ángel Junes, Marco Echavaudis y Pablo Trejo.

Deseo dedicar este trabajo a la memoria del Dr. Ing. Teófilo Vargas Saavedra, quien ahora no está con nosotros, y cimentó junto con el Dr. Víctor Sánchez Moya lo que ahora es y será el IIFIC.

Muchas gracias a todos por la confianza puesta en mi persona.

ÍNDICE

RESUMEN	iv
LISTA DE TABLAS	v
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE SIMBOLOGÍAS Y SIGLAS	xii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: CONSIDERACIONES GENERALES	3
1.1 GENERALIDADES	3
1.2 USO DE PILOTES BAJO ACCIÓN DE CARGA LATERAL	4
1.3 COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL	5
1.3.1 Fuerza lateral y momentos flectores	6
1.3.2 Fuerza axial	7
1.3.3 Sección transversal del pilote	7
1.3.4 Profundidad a la que se analiza el pilote	8
1.3.5 Longitud del pilote	8
1.3.6 Tipos de suelo	8
1.3.7 Condición de la cabeza del pilote	9
1.3.8 Grupo de pilotes	9
1.4 ALCANCES DEL ESTUDIO	10
CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES DE PILOTES BAJO CARGA LATERAL	12
2.1 CRITERIOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO	12
2.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA EL DISEÑO Y ANÁLISIS ESTÁTICO DE PILOTES	13
2.2.1 Profundidad de investigación	13
2.2.2 Métodos de perforación y muestreo	14
2.2.3 Ensayos de campo	16
2.2.4 Parámetros de diseño	19
2.2.5 Módulo de reacción horizontal de la subrasante	26
2.3 INTERACCIÓN Y RESPUESTA DEL SUELO CON PILOTES BAJO ACCIÓN DE CARGA LATERAL	34
2.3.1 Respuesta del suelo	36
2.3.2 Longitud del pilote y deflexión	38

2.3.3 Propiedades del suelo	38
2.3.4 Geometría del pilote	39
2.3.5 Naturaleza de la carga	39
2.4 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO Y ANÁLISIS DE RESISTENCIA LATERAL	39
2.4.1 Cálculo por resistencia última	40
2.4.2 Cálculo por deflexión aceptable	50
2.5 GRUPO DE PILOTES BAJO ACCIÓN DE CARGA HORIZONTAL	78
2.5.1 Suelos no cohesivos	78
2.5.2 Suelos cohesivos	79
2.5.3 Métodos aproximados	80
2.6 ANÁLISIS DE PILOTES EN UN PERFIL ESTRATIFICADO	82
2.6.1 Resistencia última: Método de Georgiadis (1983)	83
2.7 APLICACIÓN DEL SISTEMA LRFD EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES	83
CAPÍTULO III: ENSAYO DE CARGA EN PILOTES CON CARGA LATERAL ASTM D 3966-90	87
3.1 OBJETIVO	87
3.2 DESCRIPCIÓN DE PILOTE	87
3.2.1 Material y dimensiones	87
3.3 INSTRUMENTACIÓN DE PILOTE	88
3.3.1 Instrumentación con "strain gauge"	89
3.3.2 Guías de aluminio para el inclinómetro	94
3.4 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO	95
3.4.1 Otros parámetros del suelo	97
3.5 INSTALACIÓN DEL PILOTE	99
3.6 APLICACIÓN DE FUERZA HORIZONTAL	101
CAPÍTULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	104
4.1 OBJETIVO	104
4.2 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS	104
4.2.1 Datos experimentales	104
4.3 MÉTODOS ANALÍTICOS	130
4.3.1 Método de Reese (COM624P)	130
4.3.2 Curvas Experimentales P-Y	133

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	176
5.1 CONCLUSIONES	176
5.2 RECOMENDACIONES	178
BIBLIOGRAFÍA	180
ANEXOS	
ANEXO A: Factores de resistencia AASHTO LRFD Bridge Design Specification.	184
ANEXO B: Ensayo de carga en pilotes con carga lateral ASTM D 3966– 90.	187
ANEXO C: Propiedades del suelo (Atala, 2011).	196

RESUMEN

Cada vez más se construyen infraestructuras de capital a lo largo del Perú, demandando a la ingeniería plantear soluciones de cimentaciones de acuerdo a la realidad geotécnica del lugar. Entre las soluciones aplicadas, se encuentran los pilotes sometidos a carga lateral. Dentro de este contexto, el presente estudio desea contribuir de manera didáctica con la difusión del análisis y diseño de este tipo de cimentación profunda.

Para ello se describen los requerimientos mínimos que debe tener un estudio geotécnico in-situ y los ensayos de mecánica de suelos que deben realizarse para poder caracterizar el subsuelo con el fin de diseñar la cimentación piloteada. Dentro de este acápite se amplía información sobre el parámetro de caracterización de suelo más importante para el análisis de pilotes a carga lateral: el módulo de reacción horizontal del suelo (k).

La parte teórica del estudio, abarca desde la descripción del problema de interacción suelo-estructura, la respuesta del suelo al desplazamiento lateral del pilote y métodos analíticos que aunque no son utilizados en el diseño final de cimentaciones (Brinch Hansen 1961, Broms 1964), permiten entender la mecánica del problema. El método de análisis a utilizarse para el análisis de los resultados del ensayo del estudio y que ha sido ampliado es el Método de Reese (1974) en conjunto con la aplicación de curvas p-y empíricas.

Como parte clave de la presente tesis se ejecutó un ensayo de carga lateral en un pilote a escala reducida instrumentado de manera que a partir del análisis de resultados pueda obtenerse distribución de esfuerzos, momentos, reacción del suelo y deflexión, para inferir finalmente las curvas p-y y compararlas con la solución analítica mediante el uso del programa de cómputo COM624P.

El análisis de resultados experimentales, realizado a nivel cualitativo, fue coherente con lo esperado e acuerdo a la teoría y bastantes favorables dado el nivel de instrumentación del pilote. Esto estimula a recomendar la realización de ensayos de este tipo, con una instrumentación más densa, en otros perfiles estratigráficos. Finalmente para poder realizar un análisis cuantitativo se necesita realizar una mayor cantidad de ensayos y que la instrumentación de cada pilote sea más intensiva.

LISTA DE TABLAS

	Título de la Tabla	Pág.
Tabla 2.1.	Valores de S_U en base al valor N del SPT para suelos granulares (Terzaghi y Peck, 1967)	23
Tabla 2.2.	Parámetros de diseño de la fricción lateral del pilote para pilotes excavados en suelos cohesivos de (c_a) de acuerdo al c_u (cohesión no drenada)	25
Tabla 2.3	Valores representativos de k para arcillas duras	30
Tabla 2.4.	Valores típicos de parámetros de resistencia en arcillas	31
Tabla 2.5.	Valores típicos de n_h en suelos cohesivos	32
Tabla 2.6.	Valores típicos de n_h en suelos no cohesivos (Terzaghi, 1955)	33
Tabla 2.7.	Valores representativos de k para cargas estáticas y cíclicas	33
Tabla 2.8.	Clasificación de pilotes de Broms	43
Tabla 2.9.	Coefficientes A y B para pilotes largos ($Z \geq 5$) de cabezal libre	53
Tabla 2.10.	Coefficientes S_1 , S_2 , S_3 y x_r/B en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ en grados sexagesimales	62
Tabla 2.11.	Valores representativos de ε_{50} en arcillas	63
Tabla 2.12.	Valores representativos de ε_{50} en arcillas duras	66
Tabla 2.13.	Parámetros A y F del método unificado en arcillas	73
Tabla 2.14.	Valores de $(E_s)_{\max}$ en método unificado	73
Tabla 2.15.	Factor de reducción de grupo (Davisson, 1970)	79
Tabla 2.16.	Coefficiente de Eficiencia de Grupo en suelos cohesivos	80
Tabla 3.1.	Propiedades mecánicas del PVC rígido de Tuboplast	88
Tabla 3.2.	Características del pilote	88
Tabla 3.3.	Control de densidad en arena colocada con rejilla	96
Tabla 3.4.	Control de densidad en arena apisonada	97
Tabla 3.5.	Valores de ángulo de fricción interna calculados y utilizados	98
Tabla 3.6.	Parámetros del perfil de arena colocada con rejilla	99
Tabla 3.7.	Parámetros del perfil de arena apisonada	99
Tabla 3.8.	Cargas estáticas aplicadas en pilote	101

Tabla 4.1.	Parámetros estadísticos utilizados	104
Tabla 4.2.	Arena colocada con apisonador vibratorio	107
Tabla 4.3.	Arena suelta colocada con rejilla	109
Tabla 4.4.	Arena colocada con apisonador vibratorio	111
Tabla 4.5.	Arena suelta colocada con rejilla	113
Tabla 4.6.	Ubicación de momentos máximos y momento último en pilote	115
Tabla 4.7.	Mediciones con Inclínómetro IIFIC: Arena colocada con apisonador vibratorio	119
Tabla 4.8.	Mediciones con Inclínómetro IIFIC: Arena suelta colocada con rejilla	119
Tabla 4.9.	Valores numéricos spline en arena apisonada	122
Tabla 4.10.	Valores numéricos spline en arena suelta colocada con rejilla	126
Tabla 4.11.	Comparación entre momento máximo experimental y analítico en arena apisonada	131
Tabla 4.12.	Comparación entre Momento máximo experimental y analítico en arena suelta colocada con rejilla	132
Tabla 4.13.	COM624P: Arena apisonada	136
Tabla 4.14.	COM624P: Arena suelta colocada con rejilla	140
Tabla 4.15.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 0.0 m. y 0.44 m. de profundidad	145
Tabla 4.16.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 0.44 m. y 0.88 m. de profundidad	146
Tabla 4.17.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 0.88 m. y 1.50 m. de profundidad	147
Tabla 4.18.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 1.58 m. y 2.20 m. de profundidad	148
Tabla 4.19.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 2.29 m. y 2.90 m. de profundidad	149
Tabla 4.20.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 2.90 m. y 3.61 m. de profundidad	150
Tabla 4.21.	Arena colocada con apisonador vibratorio: Valores de curva p-y entre 3.61 m. y 4.40 m. de profundidad	151
Tabla 4.22.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 0.00 m. y 0.35 m. de profundidad	152

Tabla 4.23.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 0.44 m. y 0.88 m. de profundidad	153
Tabla 4.24.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 0.88 m. y 1.32 m. de profundidad	154
Tabla 4.25.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 1.23 m. y 1.94 m. de profundidad	155
Tabla 4.26.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 2.02 m. y 2.73 m. de profundidad	156
Tabla 4.27.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 2.99 m. y 3.52 m. de profundidad	157
Tabla 4.28.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 3.52 m. y 3.87 m. de profundidad	158
Tabla 4.29.	Arena suelta colocada con rejilla: Valores de curva p-y entre 3.87 m. y 4.40 m. de profundidad	159

LISTA DE FIGURAS

Título de la Figura	Pág
Figura 1.1. Ejemplos de estructuras que utilizan pilote cargados lateralmente	4
Figura 1.2. Diagrama de comportamiento de pilote bajo acción de carga lateral	6
Figura 1.3. Comparación entre muro y pilote de espesor e'	7
Figura 1.4. Planta de grupo de pilotes sometido a fuerza lateral	10
Figura 1.5. Perfil de grupo de pilotes sometidos a fuerza lateral	10
Figura 2.1. Distribución de la resistencia lateral en un pilote rígido de cabezal libre	12
Figura 2.2. Barrena Auger	14
Figura 2.3. Esquema del sistema de perforación Wash Boring	15
Figura 2.4. Ensayo de penetración estándar (SPT) y muestreador de caña partida	17
Figura 2.5. Distintos diámetros de conos estáticos y conos con piezómetro	18
Figura 2.6. Vista de veleta rectangular y geometría de una veleta	18
Figura 2.7. Factor de corrección del ensayo de veleta en función del Índice de Plasticidad	19
Figura 2.8. Relación aproximada entre la resistencia última del cono estático y el ángulo de fricción en arenas (Meyerhof 1976)	20
Figura 2.9. Variación de la relación q_c/N con el tamaño medio de la partícula (Robertson et al., 1983)	21
Figura 2.10. Correlación entre densidad relativa y valor N de ensayo SPT	21
Figura 2.11. Correlación de características de resistencia en suelos granulares (NAVFAC Design Manual 7.01,1986)	22
Figura 2.12. Variación de c_a/S_u de acuerdo al c_u (resistencia no drenada en arcillas) del suelo (Tomlinson, 2001).	24
Figura 2.13. Viga de cimentación elástica y modelo de viga de cimentación de Winkler	27
Figura 2.14. Reacción del suelo circundante al pilote versus deflexión del pilote	28
Figura 2.15. Variación del módulo de reacción con la profundidad (Davisson, 1963)	29
Figura 2.16. Presión de una zapata sobre el suelo	35
Figura 2.17. Modelo de un pilote con carga axial	36
Figura 2.18. Modelo de un pilote sometido a carga lateral	36

Figura 2.19. Variación de presión del suelo en pilotes	37
Figura 2.20. Familia de curvas p-y y esquema de curva p-y típica	38
Figura 2.21. Ábacos para hallar K_q y K_c (Brinch Hansen, 1961)	42
Figura 2.22. Broms: Pilote corto de cabezal libre	44
Figura 2.23. Broms: Pilote corto restringido	44
Figura 2.24. Broms: Pilote largo sin restricciones	45
Figura 2.25. Broms: Pilote largo restringido	45
Figura 2.26. Diagramas de: a) deflexión, b) pendiente, c) momento, d) esfuerzo cortante y e) respuesta del suelo (Reese y Matlock, 1956)	50
Figura 2.27. Coeficientes A_{YC} , A_{MC} , B_{YC} y B_{MC}	55
Figura 2.28. Coeficientes C_Y , C_M , C_P	57
Figura 2.29. Valores de A_E , A_C , B_E y B_C	61
Figura 2.30. Esquema de una familia de curvas p-y en suelos no cohesivos para cargas estáticas	63
Figura 2.31. Valores de A_c y A_s	67
Figura 2.32. Curvas características p-y en arcillas blandas no sumergidas	67
Figura 2.33. Curva característica p-y en caso de carga estática de corta duración en arcillas duras sumergidas	68
Figura 2.34. Curva característica p-y: carga cíclica en arcillas duras sumergidas	68
Figura 2.35. Curva característica p-y en caso de carga estática de corta duración en arcillas duras no sumergidas (Welch y Reese, 1972)	68
Figura 2.36. Forma de la falla pasiva tipo cuña en arcillas	75
Figura 2.37. Flujo de desplazamiento de bloques en arcillas saturadas	76
Figura 2.38. Diagrama de cuerpo libre y Diagrama de Mohr en arcillas saturadas	76
Figura 2.39. Esquema 3D de la falla pasiva tipo cuña en arenas. Fuerzas actuantes en cuña y pilote	77
Figura 2.40. Modo de falla por flujo lateral del suelo (arena) alrededor del pilote	78
Figura 2.41. Diagrama de grupo de pilotes 6x4 para método de Poulos	81
Figura 3.1. Diagrama de partes de la galga extensométrica utilizada en el ensayo	91
Figura 3.2. Detalles del cabezal del pilote	92
Figura 3.3. Distribución de "strain gauges" en pilote	93
Figura 3.4. Cálculo de esfuerzo flector puro.	94

Figura 3.5. Control de densidad en arena colocada con rejilla	96
Figura 3.6. Control de densidad en arena apisonada	97
Figura 3.7. Diagrama de sección transversal de viga circular, polea y pilote donde se realizó el ensayo de carga lateral en pilote	101
Figura 3.8. Detalle de mecanismo de cabezal de pilote modelo	102
Figura 3.9. Esquema de sistema de aplicación de fuerza horizontal en pilote modelo	103
Figura 4.1. Momento flector en arena apisonada	112
Figura 4.2. Momento flector en suelo colocado con rejilla	114
Figura 4.3. Momento máximo positivo M_u versus carga horizontal en el cabezal	116
Figura 4.4. Carga horizontal en el cabezal versus desplazamiento en el cabezal	117
Figura 4.5. Curvas de deformación inclinométrica en arena colocada con apisonador vibratorio	120
Figura 4.6. Curvas de deformación inclinométrica en arena suelta colocada con rejilla	121
Figura 4.7. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 0.0 m y 0.44 m de profundidad	145
Figura 4.8. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 0.44 m y 0.88 m de profundidad	146
Figura 4.9. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 0.88 m y 1.50 m de profundidad	147
Figura 4.10. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 1.58 m y 2.20 m de profundidad	148
Figura 4.11. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 2.29 m y 2.90 m de profundidad	149
Figura 4.12. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 2.90 m y 3.61 m de profundidad	150
Figura 4.13. Curva experimental p-y: Arena colocada con apisonador vibratorio entre 3.61 m y 4.40 m de profundidad	151
Figura 4.14. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 0.00 m y 0.35 m de profundidad	152
Figura 4.15. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 0.44 m y 0.88 m de profundidad	153
Figura 4.16. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 0.88 m y 1.32 m de profundidad	154

Figura 4.17. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 1.23 m y 1.94 m de profundidad	155
Figura 4.18. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 2.02 m y 2.73 m de profundidad	156
Figura 4.19. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 2.99 m y 3.52 m de profundidad	157
Figura 4.20. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 3.52 m y 3.87 m de profundidad	158
Figura 4.21. Curva experimental p-y: Arena suelta colocada con rejilla entre 3.87 m y 4.40 m de profundidad	159
Figura 4.22. Curvas spline experimentales en pilote instalado en arena suelta	160
Figura 4.23. Curva spline: arena suelta con carga horizontal 16.80 kg	161
Figura 4.24. Curva spline: arena suelta con carga horizontal 35.95 kg	162
Figura 4.25. Curva spline: arena suelta con carga horizontal 59.55 kg	163
Figura 4.26. Curva spline: arena suelta con carga horizontal 88.70 kg	164
Figura 4.27. Curva spline: arena suelta con carga horizontal 153.50 kg	165
Figura 4.28. Curvas spline experimentales para pilote instalado en arena apisonada	166
Figura 4.29. Curva spline: arena apisonada con carga horizontal 16.80 kg	167
Figura 4.30. Curva spline: arena apisonada con carga horizontal 35.95 kg	168
Figura 4.31. Curva spline: arena apisonada con carga horizontal 71.25 kg	169
Figura 4.32. Curva spline: arena apisonada con carga horizontal 100.40 kg	170
Figura 4.33. Curva spline: arena apisonada con carga horizontal 166.25 kg	171
Figura 4.34. Comparación de curva spline y resultados analíticos: Arena colocada con rejilla: cargas de 16.8 kg, 35.95 kg y 59.55 kg	172
Figura 4.35. Comparación de curva spline y resultados analíticos: Arena colocada con rejilla: cargas de 59.55 kg, 88.70 kg y 153.50 kg	173
Figura 4.36. Comparación de curva spline y resultados analíticos: Arena apisonada: cargas de 16.8 kg, 35.95 kg y 59.55 kg	174
Figura 4.37. Comparación de curva spline y resultados analíticos: Arena apisonada: cargas de 59.55 kg, 35.95 kg y 59.55 kg	175

LISTA DE SIMBOLOGÍAS Y SIGLAS

Q_G, Q	Fuerza lateral aplicada en la cabeza del pilote [F].
Q_V	Fuerza axial aplicada en la cabeza del pilote [F].
M_G	Momento aplicado en la cabeza del pilote [F-L].
M	Momento aplicado en la cabeza del pilote [F-L].
p	Presión [F/ L ²].
B	Dimensión del pilote perpendicular a la fuerza Q_G , si es circular será el diámetro del pilote [L].
E, E_p	Módulo de elasticidad del pilote [F/L ²].
D	Diámetro de sección transversal de pilote circular [L].
E_s	Módulo de elasticidad del suelo [F/L ²].
μ	Coefficiente de Poisson del suelo.
I, I_p	Momento de inercia del pilote.
E	Excentricidad.
E'	Dimensión de la sección transversal del pilote perpendicular a B [L].
L, L_s	Longitud del muro o pilote.
N	Número de golpes representativo del SPT.
N_{CORR}	Valor de N (SPT) corregido.
C_N	Constante de corrección de N.
c_u, S_u	Resistencia cortante no drenada del suelo.
G, G_s	Modulo de corte, módulo de corte del suelo.
k, k_s	Módulo de reacción de la subrasante, módulo de reacción horizontal de la subrasante o coeficiente de balasto [F/ L ³].
$k_h,$	Módulo de reacción reacción horizontal del suelo para un pilote de ancho B [F/ L ²].
ϕ'	Ángulo interno de fricción.
D_r	Densidad relativa.
σ_v'	Esfuerzo vertical efectivo.
γ_D, γ'	Peso específico seco del suelo.
η	Porosidad.
e	Índice de vacíos.
IP	Índice plástico.
c_a	Adhesión pilote – suelo.
n_h	Constante de proporcionalidad para obtener k_h .
Q_u	Resistencia lateral última.
M_u	Momento último.
p_u	Resistencia última del suelo.
c	Cohesión del suelo.
σ_{vx}, σ_v'	Presión vertical efectiva a la profundidad x.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo de investigación tiene dos objetivos principales: (1) analizar los resultados de un ensayo de carga horizontal en un pilote utilizando el "Método p-y" (Reese, 1974) mediante el uso del programa de cómputo COM624P y (2) recopilar las metodologías y recomendaciones para el análisis y diseño de pilotes bajo carga lateral.

El Capítulo I describe de manera introductoria la utilización de los pilotes bajo acción de carga lateral y los factores que determinan el comportamiento de la interacción suelo – pilote.

El siguiente capítulo es el más extenso, ya que contiene las recomendaciones de estudios preliminares al diseño de la cimentación, describe el comportamiento de la interacción suelo – estructura de manera más analítica y hace compendio de algunas de las principales metodologías para el análisis de pilotes sometidos a carga horizontal.

Los estudios preliminares se refieren específicamente a estudios geotécnicos mínimos que permitan caracterizar las propiedades de resistencia mecánica del subsuelo (resistencia cortante no drenada, ángulo de fricción, cohesión, módulo elástico) y el alcance que deben tener estos estudios con respecto a la longitud del pilote. Luego se recopilan las metodologías más conocidas de análisis y diseño de pilotes bajo acción de carga lateral, incluyendo además del "Método de curvas p-y" (Reese, 1974) otros métodos predecesores. Si bien el Método p-y se utilizará en el análisis de la parte experimental y además es el método más utilizado y recomendado (AASHTO, Canadian Foundation Engineering Manual, American Petroleum Institute), la comprensión de métodos predecesores (Brinch Hansen, Broms) permiten entender los fundamentos del comportamiento de un pilote sometido a carga horizontal.

El Capítulo III describe las principales características de la preparación y ejecución del ensayo de carga horizontal del pilote instalado en la arena, que incluye instrumentación, ejecución del ensayo y metodología de procesamiento de datos. Además se describen las características medidas en el subsuelo que contiene al pilote, los valores de resistencia supuestos y los parámetros ingresados al programa de cómputo COM624P para su análisis.

El programa COM624P Versión 2.0 se basa en el método p-y de Reese et al (1974) y es un programa académico escrito en Fortran y compilado para ser ejecutado en DOS. Aunque el entorno de trabajo no es gráfico, el programa es de utilización libre y permite el ingreso de valores en un amplio rango de valores. En este caso fue lo más apropiado para analizar el del pilote instalado en arena (diámetro = 11.4 cm).

La comparación de los resultados del ensayo de carga horizontal con los resultados del programa de cómputo COM624P fue del tipo cualitativo. Para un análisis cuantitativo se necesita realizar una mayor cantidad de ensayos y que la instrumentación de cada pilote sea más intensiva. Las curvas de distribución de reacciones del suelo, deflexión y momento a lo largo del pilote corresponden en forma a la geometría esperada (Broms, 1964) pero con valores mayores a los esperados. Las curvas p-y también confirman la necesidad de una mayor y mejor instrumentación del pilote.

CAPÍTULO I CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 GENERALIDADES

Durante la etapa de selección de cimentaciones se suele optar por pilotes cuando los estratos de suelo superficiales no pueden soportar las cargas de la obra y se necesitan transferir las presiones a un estrato que sea lo suficientemente resistente.

De acuerdo al modo de transferencia de cargas los pilotes se pueden dividir en dos tipos: (1) Cuando el pilote atraviesa capas de suelos de baja capacidad portante hasta que su punta penetra una corta distancia en un estrato de buena capacidad portante se dice que trabaja por punta; (2) Si el pilote se instala en estratos de baja resistencia y su capacidad de sostenimiento se obtiene por fricción entre las paredes del pilote y el suelo, se dice que el pilote trabaja por fricción (Prakash, S. y Sharma H.D., 1990).

Es poco usual, sin embargo, encontrar pilotes que solo trabajen por fricción o solo por punta. Es una práctica común diseñar pilotes cuya capacidad de sostenimiento sea por combinación de su resistencia por punta y por fricción.

Esta clasificación de pilotes corresponde al caso en que las fuerzas externas actuantes son axiales, principal motivo de utilización de pilotes. Los pilotes cargados lateralmente en cambio reciben fuerzas cuya dirección no está alineada con el eje del pilote. En el pasado e incluso hasta la actualidad cuando se transmiten cargas con componente horizontal y axial, se recomienda la utilización de pilotes inclinados, asumiendo para su diseño que la fuerza actuante no posee componente horizontal (Prakash, S. y Sharma H.D., 1990). Sin embargo, la instalación de pilotes inclinados es complicada y requiere maquinaria especial, no justificándose en algunos casos, ya que estos pueden ser remplazados por pilotes verticales diseñados para soportar cargas laterales. Se espera que el pilote ensayado en el presente estudio solo desarrolle esfuerzos debido a la carga horizontal aplicada en el cabezal y que su capacidad de sostenimiento vertical sea básicamente por punta y que solo reciba su propio peso. Es decir los efectos en el pilote producto de cargas verticales serán despreciados.

1.2 USO DE PILOTES BAJO ACCIÓN DE CARGA LATERAL

Los pilotes diseñados para soportar cargas laterales se utilizan en estructuras que serán sometidas a cargas horizontales importantes como cargas de viento, ondas marinas (estructuras costeras y marinas), fuerzas sísmicas y estructuras de retención.

Podemos mencionar entre estas estructuras típicas a las torres de transmisión, muelles marinos, estructuras petroleras marinas, señales de gran tamaño, muros de contención, soportes de tuberías y anclajes de puentes (Figura 1.1).

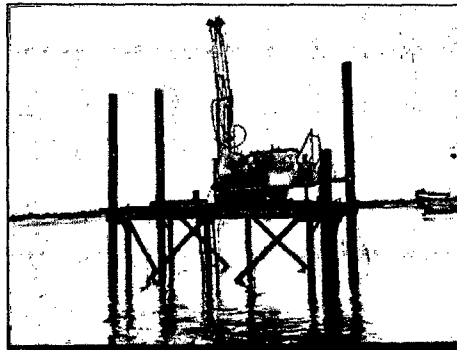
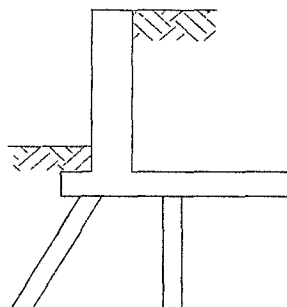
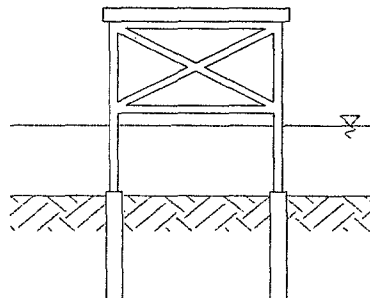


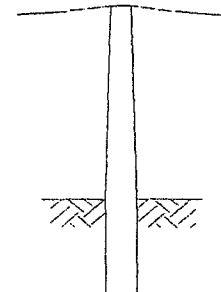
Figura 1.1.a. Plataforma de instalación de pilotes.



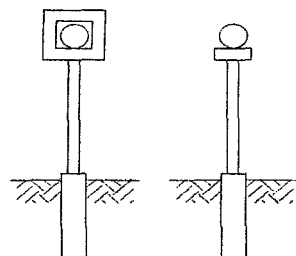
Muros de contención;
estribos de puentes.



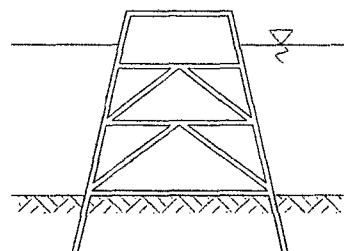
Muelles y estructuras
portuarias



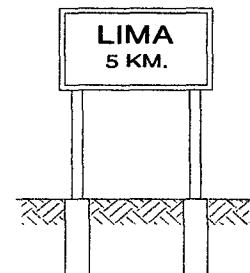
Torres de transmisión.



Soporte de tuberías



Estructuras marítimas



Señales elevadas

Figuras 1.1.b. Ejemplos de estructuras que utilizan pilote cargados lateralmente.

Un ejemplo importante debido a su valor económico, serían los puentes que utilizan pilotes sometidos a cargas laterales. Los estribos trabajan en muchos casos como estructuras de retención y en el caso de las cámaras de anclaje de puentes colgantes, además de resistir fuerzas horizontales del terreno, reciben fuerzas inclinadas producto de los cables de sujeción. Se debe tomar en cuenta además que en el Perú son particularmente importantes las fuerzas de origen sísmico.

1.3 COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES SOMETIDOS A CARGA LATERAL

Como todo problema de cimentaciones, el análisis de pilotes sometidos a cargas laterales encuentra su grado de complicación en la medida que la reacción del suelo depende del desplazamiento del pilote (deflexión) y la deflexión del pilote depende de la respuesta del suelo. Esto quiere decir que el problema es uno de interacción suelo – estructura.

El método de solución utilizado con mayor frecuencia hasta la fecha por las numerosas referencias y casos de aplicación que han demostrado tener una buena aproximación a la realidad es el método p-y. Este método es mencionado y recomendado además por varias normas y manuales extranjeros (The Design of Pile Foundations – USACOE (1991), Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms – WSD de la American Petroleum Institute (2000), AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2010) y el Manual de Fundaciones Canadiense.

Para poder entender el comportamiento de un pilote sometido a una fuerza lateral citaremos la Figura 1.2. En este caso un pilote es sometido a una fuerza axial Q_v , fuerza cortante (lateral) Q_G y un momento M_G en la parte superior del pilote, que producen la reacción del suelo p , que es la que finalmente curva al pilote.

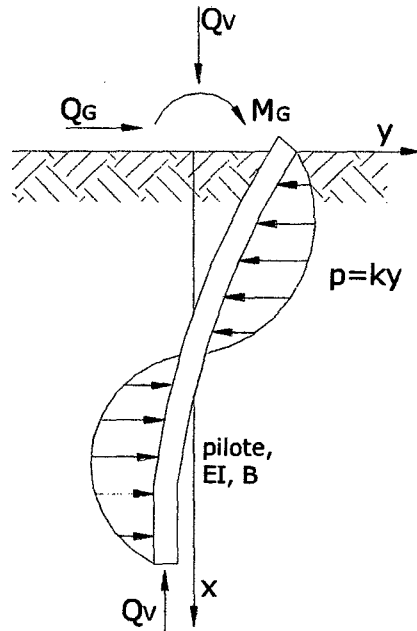


Figura 1.2.a.

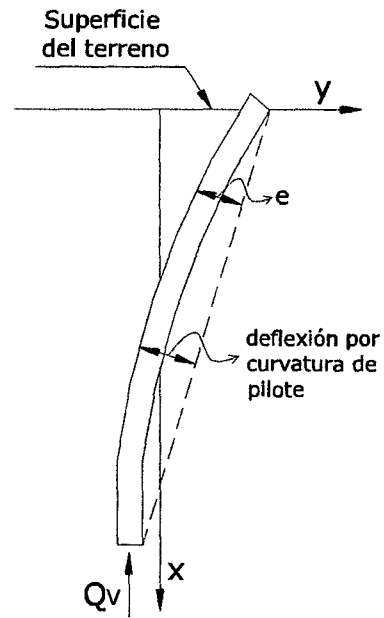


Figura 1.2.b.

Figura 1.2. Diagrama de comportamiento de pilote bajo acción de carga lateral.

Si a una profundidad cualquiera x se tiene una deflexión y , la reacción del suelo p será proporcional a y , donde la constante de proporcionalidad k viene a ser el módulo de reacción de la subrasante para un pilote de ancho B y módulo de rigidez EI (Figura 1.2.a). La distribución de la reacción del suelo a lo largo del pilote y las fuerzas actuantes en el cabezal cumplen con las ecuaciones de equilibrio estático. Debe además añadirse el efecto por excentricidad de la carga axial debido a la deflexión del pilote (Figura 1.2.b).

A continuación se describen brevemente los principales factores que influyen en el comportamiento mecánico de la estructura suelo – pilote y que se deben tomar en cuenta antes del análisis preliminar de un pilote sometido a fuerzas laterales.

1.3.1 Fuerza lateral y momentos flectores

La fuerza lateral y los momentos flectores son los responsables directos del desplazamiento lateral del pilote (deflexión). En el diseño de los pilotes sometidos a cargas laterales, se busca obtener la capacidad de carga horizontal del pilote tal que (AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications. Quinta Edición, 2010):

- Desarrolle un desplazamiento lateral en la cabeza menor que el máximo permitido por la estructura que sostiene.

- No provoque una falla estructural del pilote por exceso de esfuerzos debidos a flexión o
- No exceda la capacidad última del suelo provocando el colapso de la cimentación por insuficiente reacción del suelo.

1.3.2 Fuerza axial

Si tomamos momentos alrededor de cualquier punto x de la porción embebida del pilote, observaremos que el desplazamiento lateral del punto x del pilote debido a la deflexión provoca una excentricidad en la carga vertical (Davisson, 1960) originando un incremento en el momento, que finalmente sería $M_G + e.Q_V$ (Figura 1.2.b) Por lo tanto la aplicación de una fuerza axial origina una mayor deflexión, rotación, momento y cortantes que si actuaran solo una fuerza lateral y momento.

1.3.3 Sección transversal del pilote

En el caso de los pilotes el valor de la reacción del suelo, en respuesta a la fuerza lateral externa, depende de la sección transversal del pilote, ya que los esfuerzos cortantes alrededor de las caras del pilote influyen en las presiones generadas en las caras perpendiculares a la dirección de la fuerza lateral. El grado de influencia de los esfuerzos cortantes es inversamente proporcional a la relación entre el ancho B y el espesor del pilote e' (Figura 1.3.b), siendo el caso opuesto extremo un muro del mismo espesor del pilote y ancho B . Si consideramos B infinito respecto al espesor del muro, la influencia de los esfuerzos cortantes alrededor del muro será despreciable (Figura 1.3.a). En este caso las presiones máximas y mínimas equivalen a la presión de tierra pasiva y activa respectivamente (Davisson, 1960).

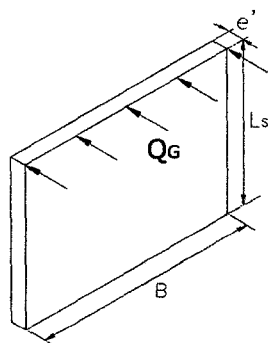


Figura 1.3.a

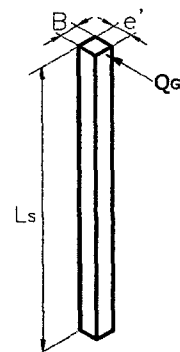


Figura 1.3.b

Figura 1.3. Comparación entre muro y pilote de espesor e' .

1.3.4 Profundidad a la que se analiza el pilote

La manera en que el suelo responde a la acción de una fuerza lateral que transmite el pilote varía con la profundidad.

Davissón (1960) por ejemplo, menciona que desde la superficie del terreno hasta una profundidad aproximada de $3B$ (B de la Figura 1.3.b) el suelo desarrolla una resistencia ligeramente mayor numéricamente pero de comportamiento similar a la desarrollada en un sistema bidimensional presión activa – pasiva. A partir de donde el suelo sufre una transición para finalmente comportarse como un suelo bajo la acción de una cimentación profunda, cuyos valores de resistencia y por lo tanto respuesta del suelo, son mayores que el caso de presiones activa – pasiva. Reese et al. (1974) consideran que existen dos formas de comportamiento del suelo, en la zona cercana a la superficie el suelo se deforma de manera plástica, para a cierta profundidad crítica cambiar a un comportamiento elástico.

El método que utiliza el programa de cómputo COM624P que se utiliza para el análisis teórico del pilote ensayado corresponde a las recomendaciones de Reese (1974).

1.3.5 Longitud del pilote

Si bien debido a las dimensiones usuales de los pilotes (esbeltez) el suelo desarrolla tanto el comportamiento plástico y elástico, Reese et al. (1974) consideran que los pilotes rígidos y muy cortos cargados lateralmente, hacen que el suelo se comporte como un material plástico en toda su longitud. Así existen metodologías de análisis del comportamiento del pilote dependiendo de la longitud del pilote. Por sus dimensiones, el pilote utilizado en el presente estudio corresponde a un pilote largo y se espera que el suelo circundante en la zona cercana al cabezal se comporte de manera plástica.

1.3.6 Tipo de suelo

El tipo de suelo es una característica determinante de la interacción suelo-pilote y por consiguiente de los desplazamientos, momentos y esfuerzos desarrollados en los pilotes.

Generalmente la profundidad donde el pilote desarrolla su momento máximo está entre 0.60 – 0.90 m (2 – 3 pies). Sin embargo en suelos blandos como fangos (bay muds) el momento máximo se puede desarrollar hasta a 4.6 m (15 pies) debajo del inicio del estrato blando (Prakash y Sharma, 1990).

En un suelo estratificado, por ejemplo, la presencia de un suelo rígido cerca a la superficie origina que los suelos más blandos subyacentes sufran menos deflexiones que si este suelo rígido no existiera (Prakash y Sharma, 1990).

La rigidez de los pilotes instalados en arcillas se incrementa después de su instalación, pero si la carga es aplicada repetitivamente podría incrementarse la rigidez y los esfuerzos, lo que dependería del grado de consolidación y las propiedades tixotrópicas de las arcillas así como de la carga vertical (Matlock, 1974).

Por otro lado, en las arenas de buena a alta compacidad la acción repetida de una carga puede hasta duplicar su deflexión respecto a la primera vez de aplicada la carga, y en las arenas de baja compacidad la aplicación repetitiva de la misma carga las densifica puede hacer que los sucesivos incrementos de deflexión sean cada vez menores, hasta alcanzar valores de equilibrio (Reese et al, 1974).

1.3.7 Condición de la cabeza del pilote

Es evidente que la condición de empotramiento y restricciones al desplazamiento o rotación de la cabeza del pilote influye en el desempeño de un pilote sometido a carga lateral. Si hacemos analogía con una columna empotrada en la base sometida a una carga lateral Q_H en la cabeza (parte superior) de la columna, si la cabeza no tiene restricciones la deflexión en la parte superior será $Q_H L^3 / (3EI)$, mas si la cabeza está empotrada, la carga Q_H producirá una deflexión equivalente a la cuarta parte del caso anterior. De la misma manera, la reducción de la deflexión de un pilote cuya cabeza pueda desplazarse pero no rotar tendrá una reducción del 50% al 60% del desplazamiento que el caso en que la cabeza no tiene restricción alguna. Debido al sistema de transmisión de carga horizontal al cabezal del pilote ensayado en el estudio (Capítulo III), se espera un comportamiento entre pilote de cabezal restringido (empotrado) a parcialmente restringido.

1.3.8 Grupo de pilotes

Cuando un grupo de pilotes es sometido a carga lateral, la respuesta de cada uno de los pilotes es distinta a la que desarrollaría un solo pilote sometido a una carga equivalente, debido a la interacción entre el pilote y el suelo circundante y su área de influencia (Figuras 1.4 y 1.5). Como resultado los momentos y

deflexiones que desarrolla un pilote en un grupo de pilotes es mayor a si un solo pilote sufriera la acción de la misma carga lateral por pilote (AASHTO, LRFD Bridge Design Specifications. Quinta Edición, 2010).

En la Figura 1.4 se observa la planta del cabezal de un grupo de pilotes sometido a una carga lateral Q_G donde las líneas discontinuas esquematizan como influencia un pilote sobre los otros pilotes del grupo. Vemos que los pilotes delanteros, 3 y 2, transmiten esfuerzos al suelo frente a los pilotes 2 y 1 respectivamente, suelo que debido a la deflexión de los pilotes 1 y 2, podría disminuir la rigidez de los pilotes delanteros (2 y 3 respectivamente). Este análisis cualitativo podría traslucir de forma preliminar qué pilotes deberían ser más rígidos que otros.

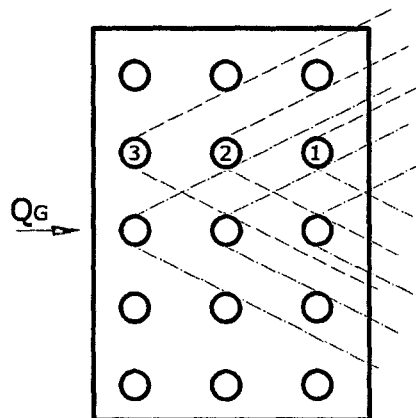


Figura 1.4. Planta de grupo de pilotes sometido a fuerza lateral.

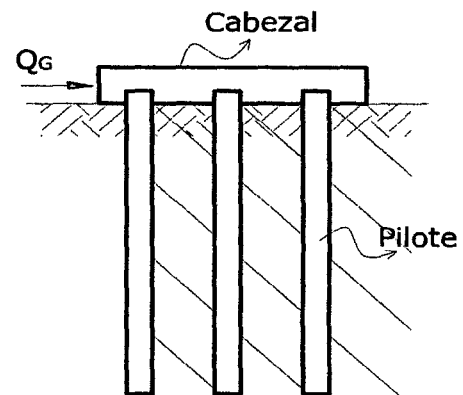


Figura 1.5. Perfil de grupo de pilotes sometidos a fuerza lateral.

1.4 ALCANCES DEL ESTUDIO

El estudio de pilotes sometidos a cargas laterales, a diferencia de los sometidos a carga axial, es generalmente controlado por el estado de servicio límite del pilote, diferente a la manera de analizar los pilotes sometidos a carga axial que se controla por falla del subsuelo que lo contiene.

Sin embargo, en nuestro medio el diseño de pilotes bajo acción de carga lateral, que además también reciben cargas axiales y momentos, es aún limitado, conteniendo mayor incertidumbre y hasta desconocimiento sobre la manera más apropiada de enfocar el estudio.

Se pretende con este trabajo contribuir a la bibliografía y resaltar la importancia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de los pilotes sometidos a carga lateral, la influencia de la longitud del pilote en arenas. El análisis y solución del problema se basa en el método de Reese (1977) y modelo de viga de Hetényi (1946). Se mencionará las experiencias en arcillas de Matlock (1970) y Reese y Welch (1975).

CAPÍTULO II

ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES DE PILOTES BAJO CARGA LATERAL

2.1 CRITERIOS DE EVALUACIÓN Y DISEÑO

La capacidad de carga lateral de un pilote se determina de acuerdo a los siguientes tres criterios:

- Se excede la capacidad de carga última del suelo, provocando que la reacción del suelo genere deformaciones excesivas en el pilote y finalmente la falla de la cimentación.
- Los momentos flectores generan solicitaciones excesivas en el concreto o acero resultando en una falla estructural de los pilotes.
- El desplazamiento lateral de la cabeza del pilote excede lo máximo permitido en la superestructura; en este caso debe buscarse una coincidencia o manera de resolver la diferencia de deformaciones entre la estructura y su cimentación.

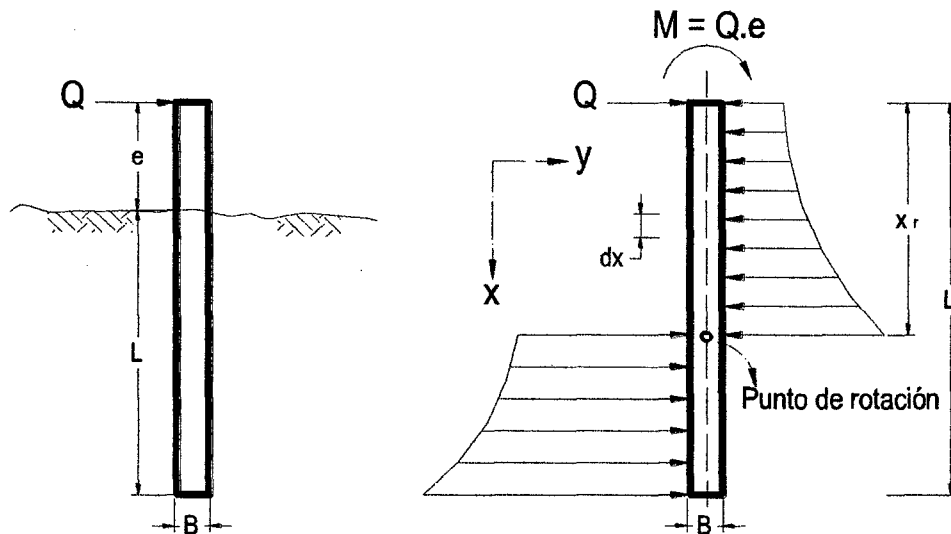


Figura 2.1. Distribución de la resistencia lateral en un pilote rígido de cabezal libre.

2.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO DE PILOTES

El objetivo del estudio de suelos es determinar la extensión, espesor y propiedades de los estratos de suelo o roca y el nivel freático que existirá durante la vida útil de la estructura, por lo que el número y profundidad de la perforación deben permitir en primer lugar la descripción en detalle de la estratigrafía en base a un sistema de clasificación de suelos estándar como es el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el que se obtiene con el ensayo descrito por la norma ASTM D422.

La investigación del suelo además nos permitirá obtener los parámetros necesarios para el análisis y diseño de un pilote.

Lo ideal es que se realicen la mayor cantidad de ensayos posibles que midan las propiedades mecánicas y de resistencia del suelo tanto en campo como laboratorio, pero generalmente se realizarán ensayos que brinden información de clasificación o ensayos in situ que den cierta referencia sobre las propiedades mecánicas del suelo, de las que conseguiremos los parámetros para el diseño del pilote.

2.2.1 Profundidad de investigación

En líneas generales se debe tomar en cuenta el siguiente procedimiento:

- Las propiedades cercanas a la superficie del terreno son de mayor importancia para el análisis de pilotes bajo la acción de carga lateral, por lo que se les brindará mas atención.
- La profundidad de investigación del suelo debe incluir todo el suelo o roca que va a ser afectado por el pilote a instalar.
- La profundidad de exploración debe llegar hasta donde la carga vertical sea equivalente a un 10% del esfuerzo transmitido por el pilote.
- Debe realizarse por lo menos una perforación diamantina en la roca donde se apoyará el pilote de siquiera 3 metros de profundidad (10 pies) a menos que se tenga referencia del espesor o profundidad del estrato.
- El nivel freático debe medirse una vez que alcance su nivel de equilibrio. El tiempo que demora en alcanzar su nivel de equilibrio depende de la permeabilidad de cada tipo de suelo.

2.2.2 Métodos de perforación y muestreo

Los métodos de investigación del subsuelo y perforación para el diseño definitivo son los siguientes (Prakash, 1990):

- Perforador de barrena (Auger): se puede operar de manera manual o mecánica, y el material que es expulsado del taladro es considerado una muestra alterada. Mayormente se utiliza para exploraciones no muy profundas y por encima del nivel freático. Su principal limitación es que las paredes del hoyo pueden colapsar si se utiliza en suelos blandos o debajo del nivel freático.

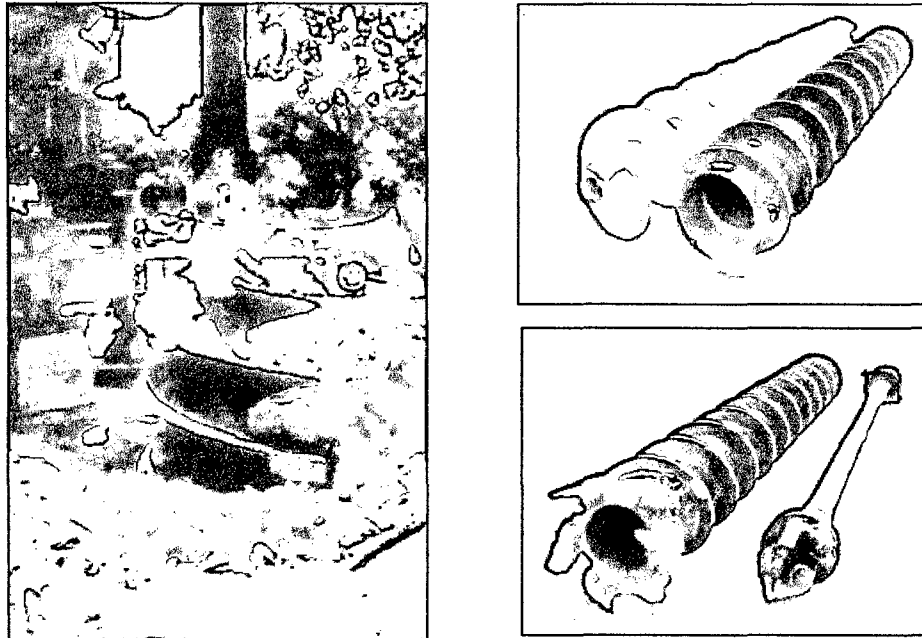


Figura 2.2. Barrena Auger. Izquierda: Barrena Auger sólida de gran diámetro. Derecha superior: Comparación entre barrena Auger sólida y de caña hueca. Derecha inferior: Vista de partes externa e interna de la barrena Auger de capa hueca.

- Perforador de barrena de caña hueca: el equipo consta de una barrena de caña hueca que se añade al equipo de perforación y sirve como tubo de revestimiento permitiendo obtener muestras no disturbadas y representativas.
- Perforación lavada (Wash boring): este método combina un sistema rotor, percutor y a chorro, al mismo tiempo que circula un fluido que remueve lo cortado del hoyo. Puede incluir un tubo protector para prevenir derrumbes. Los cambios de estrato se determinan observando el flujo de

material cortado, el que se utilizará para identificar el tipo de suelo. Es el método más utilizado y se utiliza en arenas, gravas arenosas sin bolones, y suelos suaves a duros.

- Perforación rotativa: su método combina un sistema rotativo y una broca de barrena. La manera de extraer e identificar el material es similar al método anterior. Se aplica en todo tipo de suelo siempre que no contenga bloques o bolones.

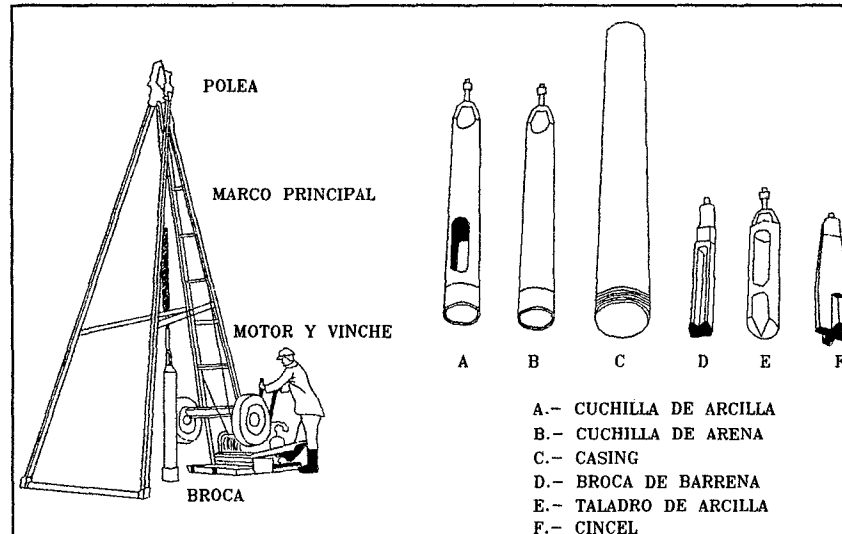


Figura 2.3. Esquema del sistema de perforación Wash Boring.

- Perforación percutora: su método percutor utiliza una cantidad limitada de agua, disminuyendo la cantidad de agua si el suelo comienza a volverse fluido. Se requiere un entubado, a menos que sea a través de roca estable. Este método es costoso y se utiliza mayormente en roca. De acuerdo al ritmo de perforación en la roca se puede identificar zonas de debilidad o de cavidades.
- Perforación de núcleo de roca: consiste en una broca diamantina que trabaja por rotación y que extrae el material mediante el flujo de agua, que al mismo tiempo sirve como refrigerante de la broca. Se utiliza para perforar roca meteorizada, núcleos rocosos y formaciones gravosas, usándose también en combinación con otros métodos.
- Perforadora diamantina continua: En este tipo de sistema rotatorio el dispositivo de muestreo forma parte del sistema perforador, al mismo tiempo que sirve de camisa protectora. Es eficiente para perforaciones más allá de los 30 m (100 pies) de profundidad.

2.2.3 Ensayos de campo

A continuación se describen brevemente los ensayos de campo más utilizados y que generalmente se realizan junto con los trabajos de perforación y muestreo en pilotes. De los valores obtenidos en estos ensayos se pueden obtener mediante correlaciones empíricas los parámetros del suelo necesarios para el diseño de los pilotes.

Los métodos más utilizados por su aplicación directa en el diseño de pilotes son los ensayos de penetración, el ensayo de veleta y el presurímetro.

a) SPT – Ensayo de penetración estándar

La ejecución del ensayo está normada por la ASTM D 1586. Consiste en colocar la caña partida (muestreador) en el fondo del hoyo perforado e introducirla mediante la caída libre de una masa de 64 Kg (140 libras) desde una altura de 760 mm (30 pulg). Se contará el número de golpes necesarios para ingresar una primera distancia de 150 mm (6 pulg), una segunda distancia de 150 mm hasta 300 mm (12 pulg) y una tercera (18 pulg) hasta alcanzar los 450 mm. El valor del SPT, denominado N, será el número de golpes necesarios para que el muestreador se introduzca los últimos 300 mm (12 pulg). Las principales ventajas de este ensayo son (Robertson 1986):

- La sencillez y robustez del equipo.
- Además de obtener el valor de N se obtiene una muestra alterada de suelo.
- Se puede llevar a cabo el ensayo en varios tipos de suelo granulares.
- Debido a los más de 50 años de utilización, existen numerosas correlaciones con las que se pueden obtener los parámetros mecánicos de los suelos.

Sin embargo, una de sus deficiencias es que sus resultados pueden perder validez por errores en el muestreo, perforación, equipo o de operación. Se puede mencionar que en el ámbito local existe el vicio de utilizarlo en suelos limo-arcillosos a arcillosos, que no ha demostrado tener buenas correlaciones empíricas.

Para poder utilizar el valor de N, deben corregirse los efectos del confinamiento y de la presión de sobrecarga que incrementan su valor a mayor profundidad.

Para obtener el valor de N corregido (N_{CORR}) se utiliza la siguiente relación:

$$N_{CORR} = C_N \times N \quad \text{Ecuación 2.1}$$

Existen numerosas fórmulas para hallar el factor C_N , pero la más usada, y recomendada por el AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2004) de Peck et al (1974) que utilizaremos, es la siguiente:

$$C_N = 0.77 \times \log\left(\frac{20}{\sigma'_v}\right) \text{ para } \sigma'_v \geq 0.25 \text{ t/ pie}^2 \quad \text{Ecuación 2.2}$$

Donde σ'_v es la presión vertical efectiva.

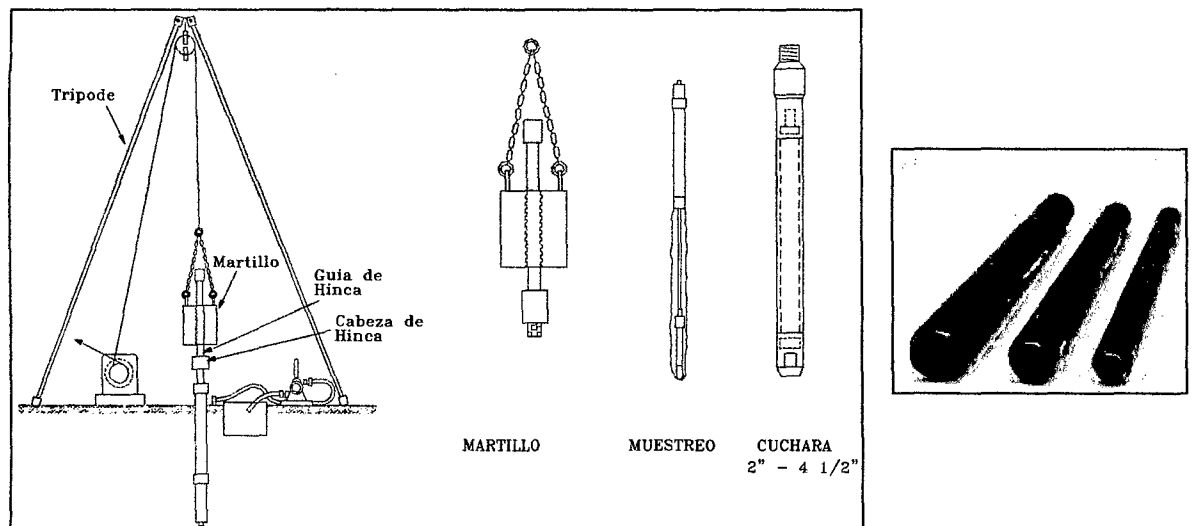


Figura 2.4. Ensayo de penetración estándar (SPT) y muestreador de caña partida.

b) DCPT – Ensayo de penetración de cono dinámico

Es un ensayo continuo en el que un peso se impacta en una varilla que tiene una punta de cono de una sección transversal de 10 cm^2 de área. El valor a anotar es el número de golpes necesario para que la varilla penetre 300 mm (12 pulg).

c) CPT – Ensayo de penetración de cono estático

Consiste en introducir un cono en el suelo y con un dispositivo medir la reacción del suelo simultáneamente. El procedimiento está normado por la ASTM D 3441-79. El cono tiene un área transversal de 10 cm^2 y un ángulo en la punta de 60° . Los equipos de ensayo se dividen principalmente en mecánicos y electrónicos, teniendo los segundos costo inicial alto pero una mayor ventaja operativa debido a su repetitividad, mayor precisión y porque permiten una colección continua de datos.

Su deficiencia es que no se pueden obtener muestras con este ensayo, por lo que se recomienda la combinación de este ensayo junto con la perforación.

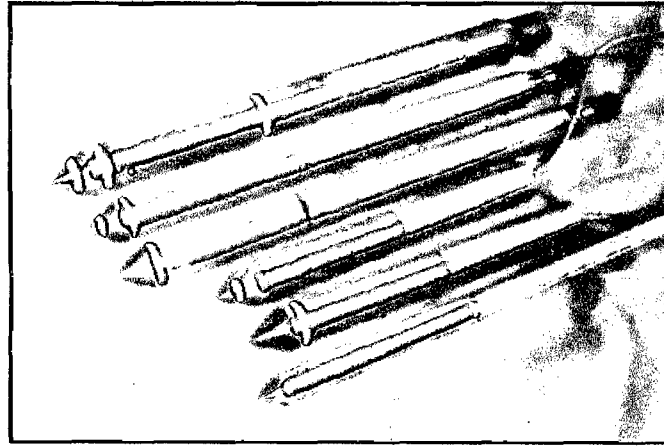


Figura 2.5. Distintos diámetros de conos estáticos y conos con piezómetro.

d) Ensayo de veleta de corte

El ensayo se ejecuta de acuerdo a la norma ASTM D 2573. Solo se debe utilizar para determinar la resistencia cortante en suelos cohesivos blandos a duros. El ensayo no obtiene muestras, por lo se debe hacer junto con un procedimiento de perforación y muestreo. El equipo consta de un mecanismo que genera un torque que desarrolle una rotación constante de 1 a 6° por minuto sin exceder de 0.1°/s, un anillo con manómetro que mide la variación del torque en un 5%, una varilla y una veleta. Las dimensiones de la veleta tienen una relación H:D::2:1, generalmente H:D::50 mm:100 mm.

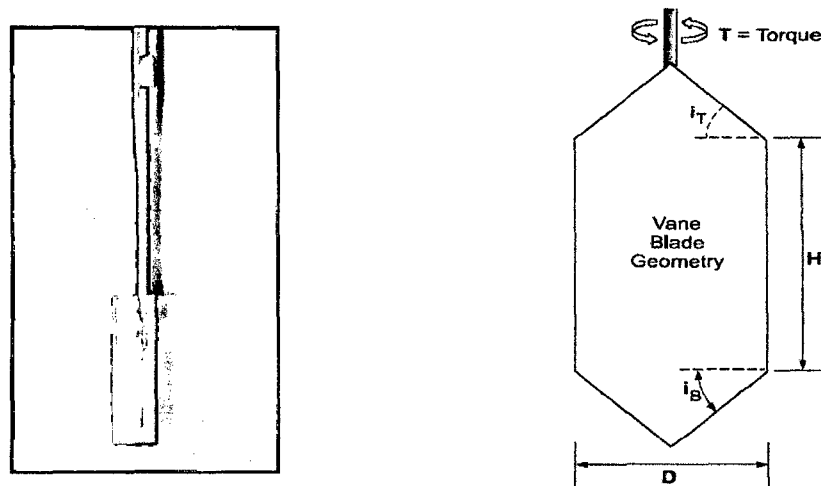


Figura 2.6. Vista de veleta rectangular y geometría de una veleta.

La interpretación del ensayo esta basado en asumir que la falla es una superficie cilíndrica equivalente al perímetro de la veleta. Entonces la resistencia cortante

no drenada de la arcilla, $c_U = S_U$, para un torque T se obtiene de la siguiente relación:

$$c_U = \frac{T}{k_v} \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde:

c_U = resistencia cortante no drenada de la arcilla kN/m^2 (lb/pie^2).

T = torque kN/m^2 (lb-pie).

k_v = constante que depende de la dimensión y forma de la veleta en m^3 (pie^3).

$$k_v = \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot D^2 \left(h + \frac{1}{3} D \right) \quad \text{Ecuación 2.4}$$

Además como la resistencia cortante en las arcillas varía con el tiempo, el resultado del ensayo de veleta debe ser corregido con un factor μ de acuerdo a la siguiente gráfica.

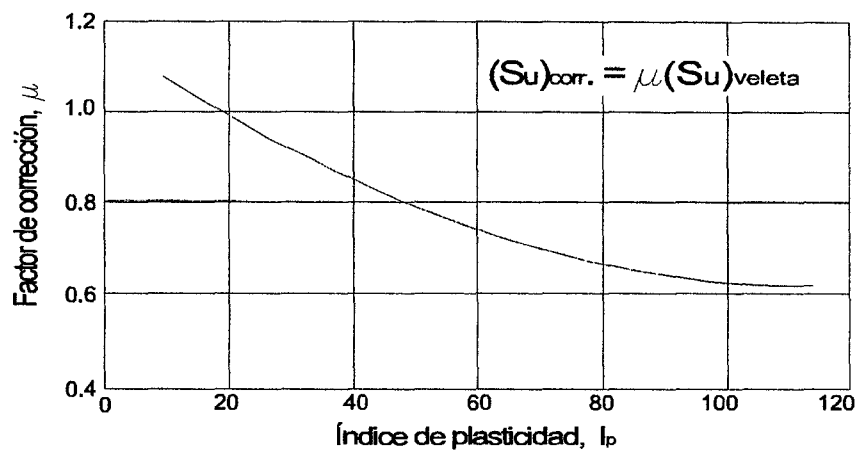


Figura 2.7. Factor de corrección del ensayo de veleta en función del Índice de Plasticidad.

2.2.4 Parámetros de diseño

Los parámetros usualmente utilizados para el diseño estático de pilotes son el ángulo de fricción ϕ , adhesión y cohesión c . Pero para el análisis de pilotes sometidos a carga lateral además deben conocerse dos parámetros de rigidez: la rigidez del pilote a la flexión (EI) y la rigidez horizontal del suelo, descrita por módulo de Young (E_s), módulo de corte (G_s) o módulo de reacción horizontal del suelo (k_h).

Si se utiliza la teoría de elasticidad, la rigidez del suelo se expresa por el módulo de Young E o el módulo de corte G . Pero también la rigidez del suelo puede definirse por el módulo de reacción horizontal de la subrasante, utilizado para el análisis por el método p - y (Reese, 1977). Este parámetro se tocará con mayor amplitud en el punto 2.2.5.

Parámetros de resistencia

Los parámetros de resistencia como el ángulo interno de fricción ϕ' para suelos no cohesivos y la resistencia cortante no drenada S_u para suelos cohesivos pueden obtenerse de ensayos de laboratorio o de correlaciones.

a) Ángulo de fricción: Meyerhof (1976) recomienda la obtención del ángulo interno de fricción ϕ' de la resistencia a la penetración del ensayo de cono estático de acuerdo a la siguiente Figura:

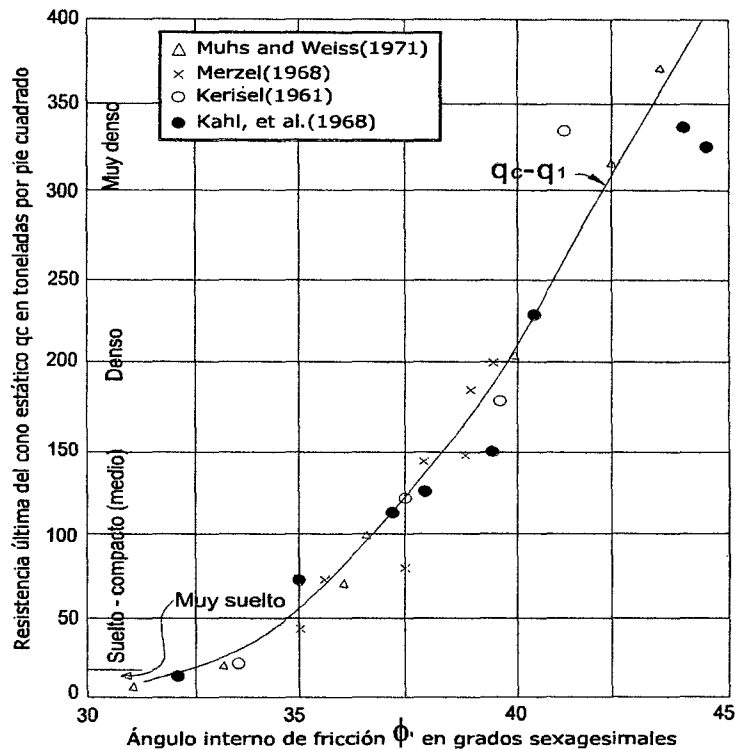


Figura 2.8. Relación aproximada entre la resistencia última del cono estático y el ángulo de fricción en arenas ($1 \text{ t/pie}^2 = 95.8 \text{ kN/m}^2$) (Meyerhof 1976).

Si solo contamos con el valor de N del SPT, para utilizar la gráfica primero debemos hallar el valor de q_c (bars) de la siguiente gráfica:

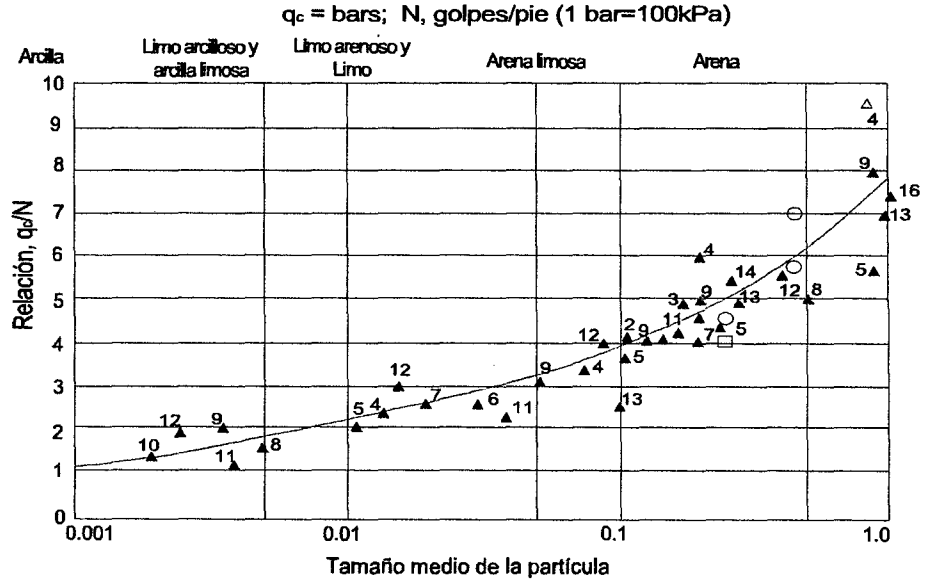


Figura 2.9. Variación de la relación q_c/N con el tamaño medio de la partícula (Robertson et al., 1983).

Otro modo de encontrar el ángulo de fricción, recomendado por el Manual de Diseño NAVFAC DM 7.01 (1986), es mediante los siguientes pasos:

1. Obtener la densidad relativa D_r de la siguiente gráfica, conociendo N y el esfuerzo vertical efectivo σ_v' .

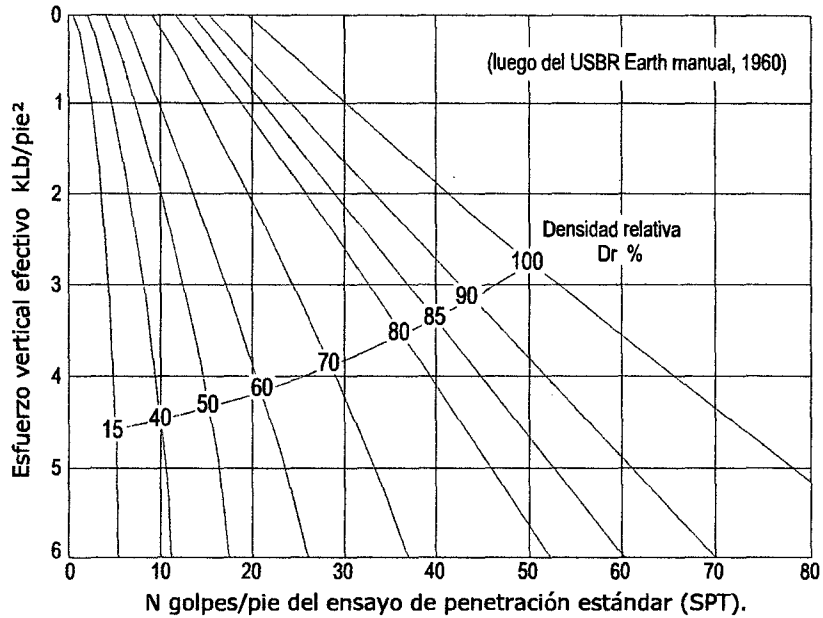


Figura 2.10. Correlación entre densidad relativa y valor N de ensayo SPT.

2. Finalmente con el peso específico del suelo seco γ_D , porosidad η , índice de vacíos e y D_r obtenemos de la Figura 2.11 el ángulo de fricción interno ϕ' .

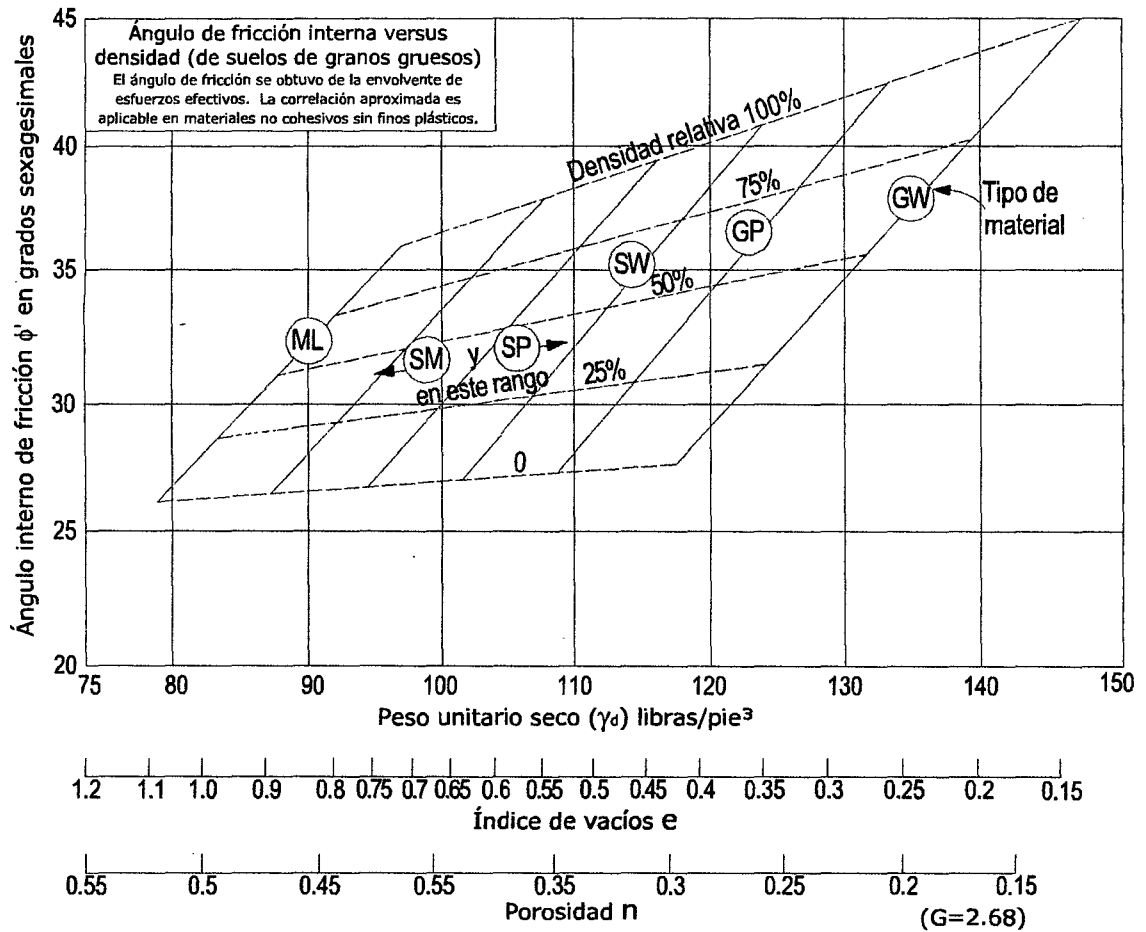


Figura 2.11. Correlación de características de resistencia en suelos granulares (NAVFAC Design Manual 7.01, 1986).

Resistencia cortante no drenada: Se obtiene de ensayos de laboratorio de muestras no disturbadas y cuando esto no es posible, del ensayo de veleta de corte (Ecuación 2.3).

Se puede obtener un valor aproximado de S_u en base al valor N del SPT (Tabla 2.1.) y la consistencia del suelo cohesivo de la siguiente tabla:

Tabla 2.1. Valores de S_U en base al valor N del SPT (Terzaghi y Peck, 1967)
para suelos granulares.

Valor de N del SPT ⁱ	Consistencia estimada	Rango estimado $S_U = c_U$	
		KPa	Tons/pie ²
<2	Muy blando (se desplaza al tomarla con los dedos)	<24	<0.25
2 – 4	Blanda (se moldea con una presión leve de los dedos)	24 – 48	0.25 – 0.50
4 – 8	Firme o media (moldeable con una presión fuerte de los dedos)	48 – 96	0.50 – 1.00
8 – 15	Dura (solo puede penetrarse con la uña y con un gran esfuerzo)	96 – 192	1.00 – 2.00
15 – 30	Muy dura (se puede marcar con un cortaúñas)	192 – 385	2.00 – 4.00
>30	Rígida (se puede marcar con mucha dificultad con un cortaúñas)	>385	> 4.00

(i) El Manual Canadiense de Cimentaciones no recomienda la relación con N.

No se recomienda la utilización de estos valores para el diseño definitivo por no existir una buena correlación entre el N del SPT en suelos cohesivos. Para depósitos de arcilla normalmente consolidada el valor de S_U puede estimarse de la siguiente expresión (Bjerrum y Simons, 1960):

$$S_U = c_U = \sigma_v' (0.1 + 0.004IP) \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Donde σ_v' es el esfuerzo vertical efectivo e IP el índice plástico.

De la resistencia a la penetración del ensayo de cono estático de acuerdo a la siguiente gráfica:

Adhesión Pilote – Suelo (c_a)

Estimar el valor de la adhesión pilote – suelo, también denominada fricción lateral, es complejo. Depende entre otros de los siguientes factores:

1. Consistencia del suelo,
2. Método de instalación del pilote,
3. Material del que está hecho el pilote y
4. El tiempo.

Los valores más reales de c_a solo pueden obtenerse mediante un ensayo de carga en escala natural. Tomlinson (2001) desarrolló la siguiente gráfica de la que puede estimarse el valor de c_a para pilotes hincados en arcillas de distintas consistencia.

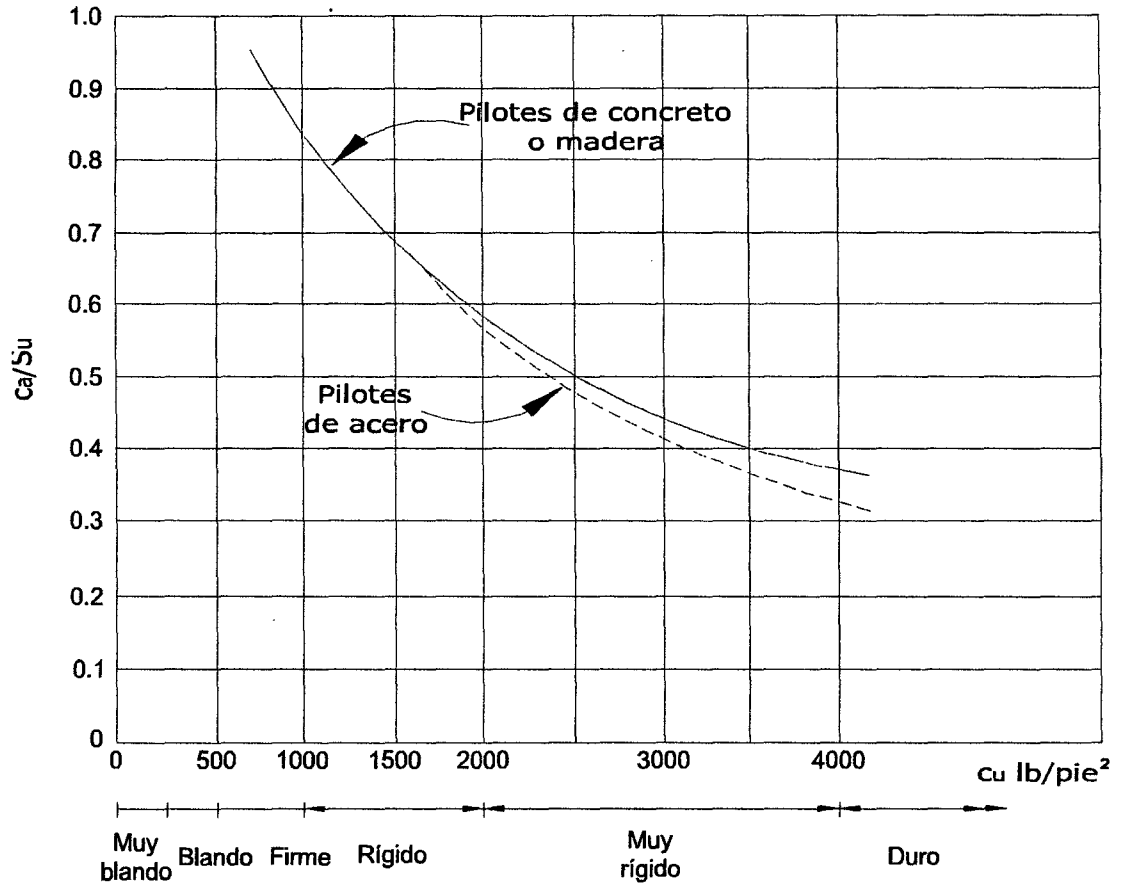


Figura 2.12. Variación de c_a/S_u de acuerdo al c_u (resistencia no drenada en arcillas) del suelo (Tomlinson, 2001).

Estos valores han sido recomendados también por Terzaghi y Peck (1967). Para la estimación de c_a (adhesión pilote – suelo) en pilotes excavados en suelos cohesivos se puede además utilizar la Tabla 2.2 siguiente (Manual de diseño NAVFAC, Design Manual DM 7.02, 1986).

Tabla 2.2. Parámetros de diseño de la fricción lateral del pilote para pilotes excavados en suelos cohesivos (c_a) de acuerdo a la cohesión no drenada del círculo de Mohr (c_u) recomendados por el Manual de diseño NAVFAC, DM 7.02 (1986).

Categoría de diseño	c_a/c_u	Resistencia lateral límite (ton/pie ²)	Observaciones
A. Pilote de cara plana tanto en suelos homogéneos como estratificados apoyado sobre suelo de rigidez media en la punta.			
1. Pilotes instalados al seco (con o sin fuste) o con lodo bentonítico (de excavación).	0.60	2.0	
2. Pilotes instalados con utilización parcial de lodo de excavación y posible ocurrencia de contaminación de pilote con lodo.	0.30 (a)	0.50 (a)	(a) c_a/c_u puede llegar a 0.6 y el esfuerzo cortante a 2 ton/pie ² para pilotes excavados en seco.
B. Pilotes campana a través de arcillas homogéneas o estratificadas apoyado sobre suelo de rigidez media en la punta.			
1. Pilotes instalados al seco (con o sin fuste) o con lodo bentonítico (de excavación).	0.30	0.50	
2. Pilotes instalados con utilización parcial de lodo de excavación y posible ocurrencia de contaminación de pilote con lodo.	0.15 (b)	0.30 (b)	(b) c_a/c_u puede llegar a 0.3 y el esfuerzo cortante a 0.5 ton/pie ² para pilotes excavados en seco.
C. Pilote de cara plana con punta apoyada en suelo mucho más rígido que suelo alrededor del fuste.	0	0	
D. Pilote campana con punta apoyada en suelo mucho más rígido que suelo alrededor del fuste.	0	0	

Nota: Para el cálculo excluir el suelo de las siguientes zonas: los primeros 1,5 m superiores del pilote, el suelo alrededor de la campana y los 1.5 m de superficie plana y recta de la zona inferior del pilote, así como el que está sobre la campana.

Parámetros elásticos del suelo

El módulo elástico del suelo, E_s , es el parámetro que define la rigidez del suelo en el diseño de pilotes junto con el módulo de rigidez cortante, G_s , el módulo de reacción del suelo, k_h y la rigidez a flexión del pilote EI . Si el análisis del pilote

se basa en la teoría de elasticidad, la rigidez del suelo se definirá por el módulo de Young E_s o el módulo de corte G_s .

En suelos no cohesivos, el módulo elástico E_s puede estimarse de correlaciones con el valor N del SPT o el q_c (resistencia de punta del CPT). Sin embargo, la correlación con el N del SPT no es muy recomendable debido a que el valor de E_s varía de acuerdo al contenido de humedad, estado de esfuerzos, el tiempo y frecuencia de la aplicación de la carga, entre otros factores menos importantes, por lo que las relaciones existentes podrían utilizarse cuando las sustenten experiencias locales y siempre para utilizarse en diseños preliminares. Aun así E_s puede estimarse de q_c del CPT con la siguiente expresión de Schmertmann (1970):

$$E_s = C_1 \times q_c \quad \text{Ecuación 2.6}$$

Donde la constante C_1 depende del grado de compactación del suelo:

Limo y arena : $C_1 = 1.5$

Arena compacta : $C_1 = 2.0$

Arena densa : $C_1 = 3.0$

Arena y grava : $C_1 = 4.0$

Para suelos cohesivos el Canadian Foundation Engineering Manual (1985) recomienda la siguiente relación:

$$E_s = C_2 \times \bar{p}_c \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Donde \bar{p}_c es la presión de preconsolidación y la constante C_2 puede tomar los valores:

Arcilla rígida : $C_2 = 80$

Arcilla dura : $C_2 = 60$

Arcilla blanda : $C_2 = 40$

2.2.5 Módulo de reacción horizontal de la subrasante

Uno de los métodos de cálculo más utilizado para modelar la interacción entre estructuras de cimentación y el terreno es el que modela el suelo como un número infinito de resortes elásticos, que actúan junto a las cargas en una cimentación flexible llamada también cimentación de Winkler.

Los resortes elásticos resultado de la modelización de la estructura se caracterizan por su constante k , que representa la rigidez a la deformación en la dirección del eje del resorte y que para la cimentación de Winkler se denominará **módulo de reacción o coeficiente de balasto** del suelo/subrasante k_s (FL^{-3}), Módulo que representa la rigidez frente al asentamiento o desplazamiento del suelo. Un coeficiente alto supondrá un suelo rígido sobre el que las deformaciones son menores, y un coeficiente bajo supondrá un suelo blando susceptible a sufrir grandes deformaciones. El nombre se debe a que fue precisamente en el análisis de las traviesas del ferrocarril donde se utilizó por primera vez esta teoría.

Matemáticamente consiste en la razón entre la presión aplicada ($[q]= FL^{-2}$) que genera un asentamiento δ (L).

$$k_s = q / \delta \quad \text{Ecuación 2.8}$$

En el caso de los pilotes sometidos a fuerza lateral, ellos se analizan como una viga de cimentación de Winkler donde el módulo de reacción horizontal de la subrasante representa la rigidez del suelo.

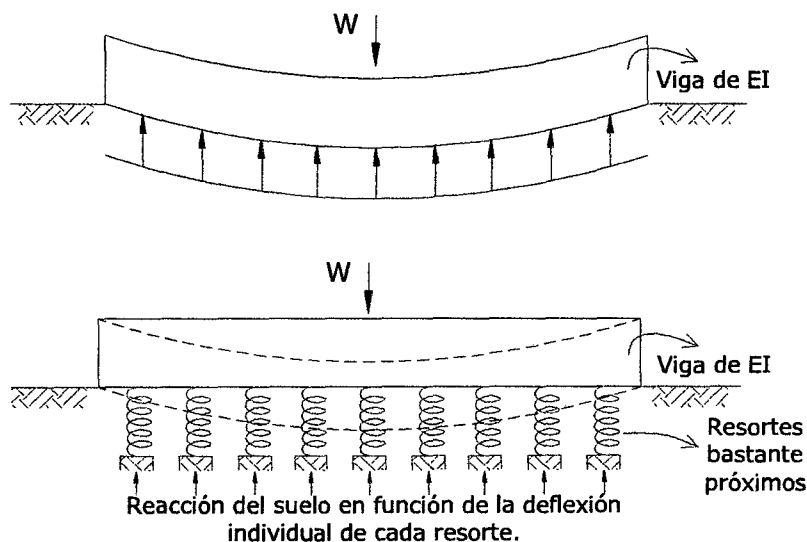


Figura 2.13. Viga de cimentación elástica y modelo de viga de cimentación de Winkler.

La reacción del suelo es independiente de la continuidad del suelo y no se ve afectada por los esfuerzos en las regiones circundantes, reemplazándose por un sistema de resortes muy próximos pero independientes unos de otros (Winkler, 1867).

Para el caso de pilotes el módulo de reacción horizontal del suelo se expresa de la siguiente manera:

$$k_h = k = p/y \quad \text{Ecuación 2.9}$$

Donde p es la resultante de la reacción del suelo (que llamaremos de ahora en adelante reacción del suelo) para el ancho B por unidad de longitud del pilote (kN/m) sobre la cara cargada del pilote, y es la deflexión horizontal (m) del pilote, y k_h tiene unidades en el S.I. de kN/m^2 .

Una característica del módulo de reacción, que hace complicada su determinación, es que no depende exclusivamente de las características del terreno, sino también de la geometría y rigidez del pilote, principalmente de la superficie de contacto entre el pilote y el suelo, y varía en el tiempo de acuerdo a la carga y la deflexión del pilote. Sin embargo cada vez tiene mayor aceptación debido a su fácil resolución con el uso de herramientas informáticas.

a) Comportamiento de k en pilotes sometidos a carga lateral

El gráfico muestra una típica curva $p - y$ (reacción del suelo – deflexión del pilote) para una sección del pilote a profundidad x de la superficie, donde el eje x es paralelo al eje vertical (eje del pilote no deformado). La pendiente de la curva (p/y) viene a ser el k_h para la curva en la sección de profundidad x del pilote cuando se ha deflectado una distancia “ y ” con respecto al eje vertical inicial.

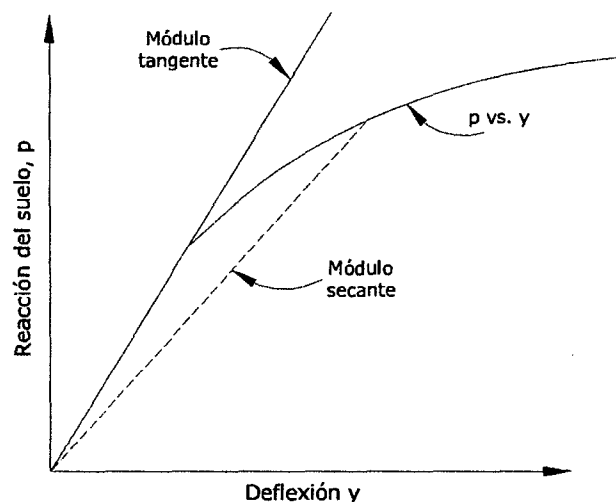


Figura 2.14. Reacción del suelo circundante al pilote versus deflexión del pilote.

Pero para el diseño del pilote debemos tomar un solo valor de k_h para un mismo valor de x , así que debemos asumir ciertos valores en función del rango de cargas y deflexiones esperadas durante la vida útil del pilote.

Si la reacción del suelo es menor que un tercio o la mitad de la reacción última del suelo, podemos definir la relación p - y de manera lineal y k_h será el módulo tangente inicial.

Si la reacción del suelo es mayor que un tercio o la mitad de la reacción última del suelo, el valor de k_h podrá ser el módulo secante y en este caso el módulo estará en función de la deflexión.

Terzaghi (1955) recomienda un valor constante de k_h para suelos cohesivos uniformemente pre consolidados en base a su curva p - y típica de acuerdo al tipo de suelo representada en la Figura 2.15 (a) en líneas punteadas.

Terzaghi (1955) también recomienda para suelos granulares un valor de k_h variable de manera directamente proporcional a la profundidad (Figura 2.15. (b)), el que fue comprobado experimentalmente en un modelo a escala por Prakash (1962):

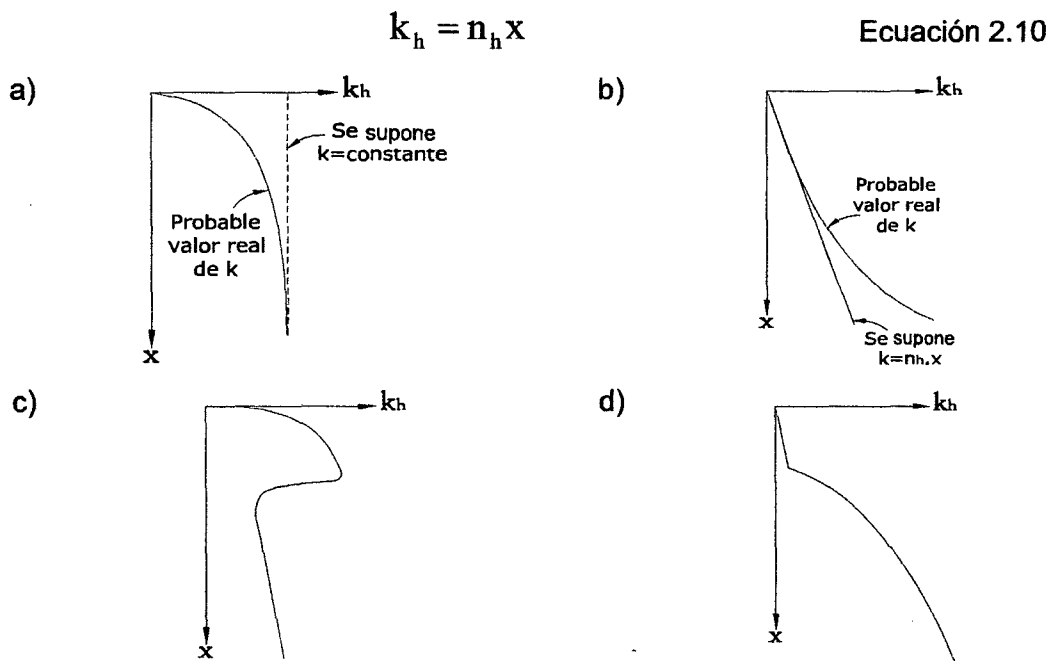


Figura 2.15. Variación del módulo de reacción con la profundidad: (a) suelos cohesivos sobre consolidados; (b) suelos granulares, limos y arcillas normalmente consolidadas; (c) arcillas secas normalmente consolidadas; (d) suelos de estrato superficial blando (Davisson, 1963).

Donde n_h es la constante de proporcionalidad. Davisson (1960) demostró que k_h también es proporcional a la profundidad en arcillas normalmente consolidadas, haciendo lo mismo Peck y Davisson (1962) para limos normalmente consolidados.

b) Valores iniciales del módulo de reacción horizontal del suelo

Suelos cohesivos

Diferentes autores recomiendan distintos rangos del módulo de reacción de la subrasante. En el estudio tomaremos como referencia la Tabla 2.3 que muestra valores del módulo de reacción horizontal k recomendados por el Manual del COM624P Laterally Loaded Pile Analysis Program for the Microcomputer Version 2.0 (1993) y TI 818-02 Technical Instructions Design of Deep Foundations (1998).

Tabla 2.3. Valores representativos de k para arcillas duras.

Resistencia cortante no drenada promedio* (T/pie ² / KPa) ►		0.5 – 1.0 / 0.46 – 0.91	1.0 – 2.00 / 0.91 – 1.82	2.0 – 4.00 / 1.82 – 4.55
k_s estático	lb/pulg ³ / MN/m ³	500 / 13.8	1000 / 27.7	2000 / 55.4
k_c cíclico		200 / 5.5	400 / 11.1	800 / 22.1

* La resistencia al corte promedio será la obtenida a una profundidad equivalente a 5 veces el diámetro del pilote. Se define como la mitad de la diferencia del esfuerzo desviador ($\sigma_1 - \sigma_3$) en un ensayo triaxial no consolidado – no drenado (Triaxial UU).

Suelos cohesivos (excluye las arcillas blandas normalmente consolidadas)

Mencionaremos a continuación las recomendaciones empíricas para el caso de un pilote cilíndrico cuyo diámetro $D=B$ o cuya cara perpendicular a la dirección de aplicación de la carga lateral es de ancho B .

Terzaghi (1955), propuso la siguiente relación:

$$k_h = \frac{1}{B} k_{v1} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

Donde k_{v1} es el valor del coeficiente de reacción vertical producto de un ensayo de placa realizado con un plato de 1 pie² de área. La unidad de k_h es la de presión.

En caso no se pueda realizar el ensayo de placa, la Tabla 2.4 muestra algunos valores típicos de resistencia del suelo que pueden utilizarse en la etapa de diseño inicial. Además si se cuenta con parámetros elásticos del pilote y suelo pueden utilizar las fórmulas de Vesic (1961) y Biot (1937) que se muestran a continuación.

Tabla 2.4. Valores típicos de parámetros de resistencia en arcillas.

	$q_u(\text{kg/cm}^2)^{***}$	$E_0(\text{kg/cm}^2)^*$	$k_{v1}(\text{kg/cm}^3)^{**}$
Blanda	0,25-0,50	15-30	0,65-1,30
Media	0,50-2,00	30-90	1,30-4,00
Compacta	2,00-4,00	90-180	4,00-8,00
Margosa	4,00-10,00	180-480	8,00-21,00

* E_0 = módulo de deformación en función de H.

H = profundidad del plano de apoyo de la cimentación expresado en cm.

** k_{s1} = coeficiente de balasto placa de 1 pie x 1 pie.

*** q_u = resistencia a compresión simple.

Para arcillas, los valores son dados para cargas de corta duración. Para el caso de larga duración y consolidación los valores de E_0 y k_{s1} deberán factorarse por 0.25.

Biot (1937),

$$k_h = \frac{0.95 \times E_s}{B \times (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{E_s \times B^4}{(1 - \nu^2) \times E_p \times I_p} \right)^{0.108} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

Vesic (1961),

$$k_h = 0.65 \times \frac{E_s}{(1 - \nu^2) \times B} \times \sqrt[12]{\frac{E_s \times B^4}{E_p \times I_p}} \quad \text{Ecuación 2.13}$$

Davisson (1970),

$$k_h = 67 \times \frac{C_U}{B} \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

B = Diámetro o ancho del pilote

ν = Coeficiente de Poisson del suelo.

C_u = Resistencia cortante no drenada.

$E_p \times I_p$ = Módulo de elasticidad del pilote y momento de inercia de la sección.

Cuando la resistencia del suelo se incrementa linealmente con la profundidad el módulo de resistencia horizontal utiliza la siguiente expresión:

$$k_h = n_h \times \frac{z}{B} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Donde los valores recomendados de n_h son los contenidos en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5. Valores típicos de n_h en suelos cohesivos.

Tipo de suelo	n_h (kN/m ³)	Referencia
Arcilla blanda NC*	163 – 3447	Reese y Matlock (1956)
	271 – 543	Davisson y Prakash (1963)
Arcilla orgánica NC	179 – 271	Peck y Davisson (1962)
	179 – 814	Davisson (1970)
Turba	54	Davisson (1970)
	27 – 109	Wilson y Hilts (1967)
Loess	7872 – 10858	Bowles (1968)

*no consolidada

Suelos no cohesivos

En suelos no cohesivos, el módulo elástico aumenta con la presión efectiva de confinamiento y se supone que la rigidez aumenta linealmente con la profundidad (Terzaghi, 1955) utilizándose la misma expresión de la Ecuación 2.14. En este caso el factor n_h varía de acuerdo a la expresión siguiente y la Tabla 2.6.

$$n_h = A \times \frac{\gamma}{1.35} \quad (\text{t/pe}^3) \quad \text{Ecuación 2.16}$$

Tabla 2.6. Valores típicos de n_h en suelos no cohesivos (Terzaghi, 1955).

Densidad relativa ▶	Suelta	Media	Densa
Rango de valores de A ▶	100 – 300	300 – 1000	1000 – 2000
n_h arena ligeramente húmeda (kN/m ³ / Ton/pie ³)	2425 / 7	7275 / 21	19400 / 56
n_h arena sumergida (kN/m ³ / Ton/pie ³)	1386 / 4	4850 / 14	11779 / 34

Cuando la interacción pilote – suelo se modela con el método p-y se recomienda utilizar para la pendiente inicial de la curva p-y los valores de la Tabla 2.7.

Tabla 2.7. Valores representativos de k para cargas estáticas y cíclicas.**

Densidad Relativa (%) ▶		Suelta <35%	Media 35% - 65%	Densa >65%
k_s sumergido	lb/pulg ³ / MN/m ³	20 / 0.55	60 / 1.67	125 / 3.46
k_c no sumergido		25 / 0.70	90 / 2.5	225 / 6.23

* La resistencia al corte promedio será la obtenida a una profundidad equivalente a 5 veces el diámetro del pilote. Se define como la mitad de la diferencia de esfuerzo principal máximo en un ensayo triaxial no consolidado – no drenado (Triaxial UU), ** TI 818–02 Technical Instructions Design of Deep Foundations (1998).

Si se cuenta con resultados representativos en la zona de estudio del ensayo de penetración estándar (SPT), se puede utilizar la Ecuación 2.14. con n_h (kg/cm³) en función de los resultados de SPT corregidos (N_{corr}) de acuerdo a las Ecuaciones 2.15 y 2.16 dependiendo de su condición con respecto al nivel freático.

Para el caso de arenas secas o húmedas (kg/cm³):

$$n_h = \left[\frac{N_{corr}}{N_{corr} \times 0.18 + 22} \right]^{1.50} + 0.08 \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Para las arenas saturadas en (kg/cm^3):

$$n_h = \left[\frac{N_{corr}}{N_{corr} \times 0.36 + 32} \right]^{1.70} + 0.03 \quad \text{Ecuación 2.18}$$

También se puede obtener el valor de A (Terzaghi, 1955) en función de los resultados del SPT dentro del rango de valores de A (entre 100 y 2100) con la siguiente expresión:

$$A = \left[\frac{N_{corr}}{0.5 + 0.015 \times N_{corr}} \right]^{2.0} + 80 \quad \text{Ecuación 2.19}$$

Ensayo de carga

El valor de k_h puede determinarse del ensayo de **Placa de Carga** realizado sobre el terreno, siendo habitual que dicha placa sea cuadrada de 30 cm x 30 cm (1 pie x 1 pie), o bien circular de diámetros 30, 60 o 76,2 cm. El coeficiente que se referenciará en el estudio geotécnico se representa por una k y el correspondiente subíndice que identifica a la placa con que se realizó el ensayo - k_{30} , k_{60} , etc.-.

El tamaño de la placa influye en la profundidad afectada. A menor tamaño de placa menor bulbo de presiones y con ello menor profundidad de los estratos estudiados. En el caso de rocas se recomienda realizar la prueba en placas grandes para que se considere el efecto de la fisuración en el macizo rocoso.

2.3 INTERACCIÓN Y RESPUESTA DEL SUELO CON PILOTES BAJO ACCIÓN DE CARGA LATERAL

Cuando se diseña una zapata continua, aunque la distribución de esfuerzos se comporte de manera no lineal, con fines prácticos de diseño se supone que la distribución de esfuerzos es uniforme cuando solo es sometida a carga axial (Gráfico 2.16). Esto es posible porque los esfuerzos de más generados en ciertas zonas de la zapata continua producto de esta simplificación no generan un gran sobre costo en materiales, y además un diseño más simple facilita el proceso constructivo.

Sin embargo, si se hace un análisis más profundo, donde además de querer conocer la capacidad portante máxima a determinada profundidad, importa saber cuál es la distribución de esfuerzos en la superficie con el fin de reforzarla, se

observa que la distribución de esfuerzos depende de la razón de rigideces de la zapata y el suelo por lo que variará en la medida en que varíe la carga aplicada, ya que la relación carga-deformación característica del suelo es no lineal.

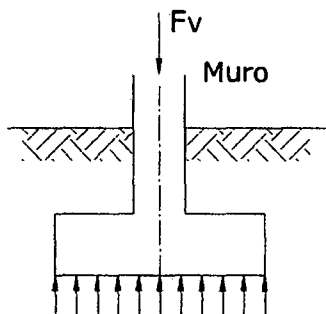


Figura 2.16. Presión de una zapata sobre el suelo.

Esto quiere decir que a medida que se incremente la carga en la cimentación el momento flector en la zona del muro se incrementará no linealmente. Esto resulta en un estado de esfuerzos y deformaciones complejas en el suelo sobre el que se asienta la zapata, lo que se complicaría más si consideramos además una carga lateral o una excentricidad.

Estas simplificaciones no convienen, por ejemplo, en estructuras de dimensiones mayores como losas de fundación armadas. En este caso se debe tomar en cuenta la variación del espesor de la losa y la cantidad de refuerzo de acuerdo a la distribución de los momentos flectores. Para ello el problema es analizado como un problema de interacción suelo-estructura.

El método de modelización de un sistema no lineal será más adecuado cuanto más 'flexible' sea el elemento, lo cual dependerá fundamentalmente de su esbeltez. Para el diseño de zapatas rígidas por ejemplo, podemos suponer que las presiones sobre el terreno se comportan de una manera lineal, pero para el diseño de pilotes donde los esfuerzos tienen una distribución irregular, concentrándose más a determinadas profundidades, utilizaremos la teoría de Winkler.

Por ejemplo, de la observación del modelo de un pilote sometido a carga axial (Figura 2.17) podemos concluir que:

- El pilote es deformable,

- Para que el suelo desarrolle resistencia es necesario el desplazamiento del pilote,
- La respuesta del suelo tiene un límite y es una función no lineal de la deflexión y del pilote.

Características que también se cumplen en el análisis de pilotes sometidos a fuerzas laterales (Figura 2.18).

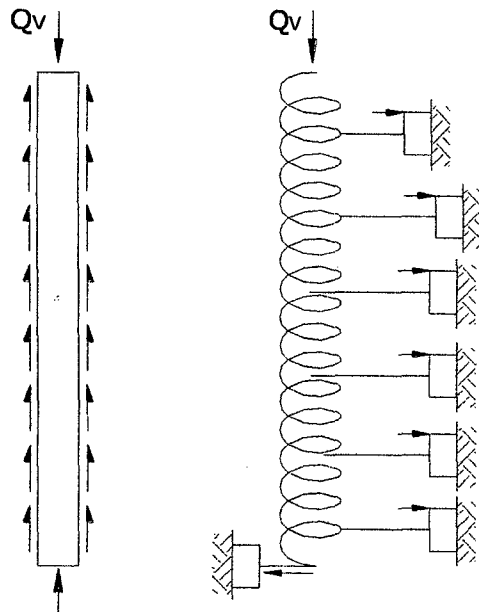


Figura 2.17. Modelo de un pilote con carga axial.

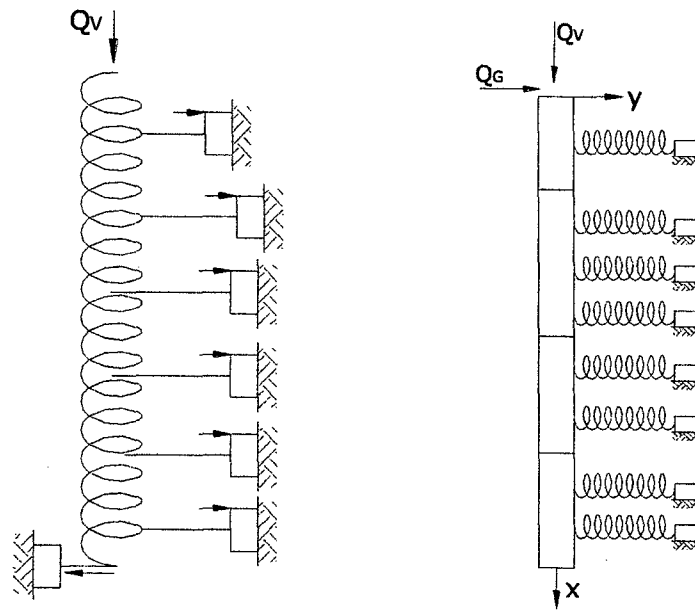


Figura 2.18. Modelo de un pilote sometido a carga lateral.

2.3.1 Respuesta del suelo

De acuerdo al modelo de Winkler y el método p-y, la reacción del suelo a lo largo del pilote es un mecanismo discreto, pero que se comporta como un sistema continuo, ya que la reacción en una sección del suelo refleja los efectos de interacción con las secciones contiguas. Dentro de la familia de curvas que representa el mecanismo discreto, para un punto determinado se debe seleccionar la curva que refleje mejor los efectos de las capas del suelo superior e inferior.

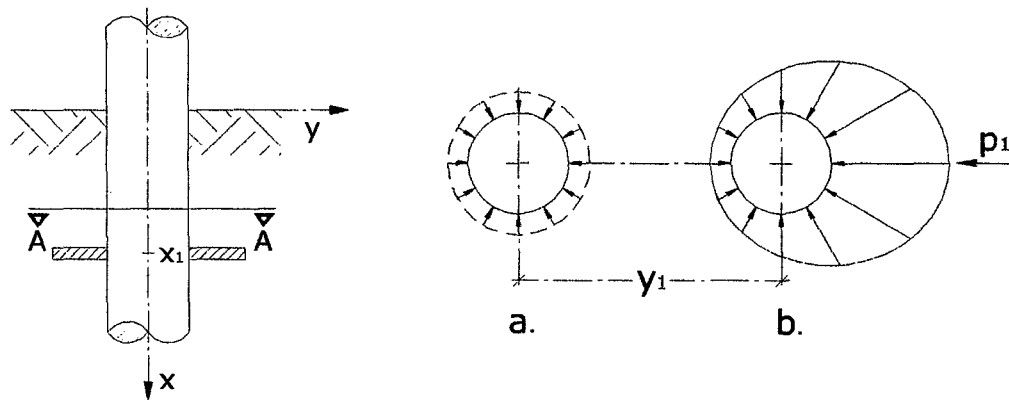


Figura 2.19.a. Elevación de segmento de pilote.

Figura 2.19.b. Sección A-A y distribución de la presión del suelo: a) Antes de aplicar una fuerza lateral. b) Luego de aplicar la fuerza lateral.

Figura 2.19. Variación de presión del suelo en pilotes.

En la Figura 2.19.a se tiene la sección transversal a la profundidad x_1 de un pilote recién instalado y antes que se aplique carga alguna la distribución de la reacción del suelo, suponiendo el caso ideal que no se produjo ninguna deflexión residual ni momento flector alguno producto de la instalación. En la Figura 2.19.b la misma sección es sometida a una fuerza lateral, generando una distribución asimétrica de la reacción del suelo. La fuerza de reacción del suelo p_1 por unidad de longitud de pilote a la profundidad x_1 se obtiene de la integración de la distribución de esfuerzos cuya resultante tiene dirección opuesta a la deflexión y_1 ; por lo que son de signos opuestos. Si se pudiera conocer la distribución de esfuerzos en x_1 para un rango de deflexiones, se tendría la reacción del suelo p para cada deflexión y , que viene a ser la curva $p-y$. Producto de repetir ese análisis para distintas profundidades x se obtiene una familia de curvas $p-y$ para la longitud del pilote.

La familia de curvas de un pilote se basa en los siguientes postulados:

- No existen esfuerzos cortantes en la superficie del pilote ni paralelos a su eje: la dirección de los esfuerzos es siempre perpendicular al eje del pilote.
- Cualquier resistencia lateral en la base del pilote puede calcularse de la curva $p-y$ más próxima a la base.

Los errores que pueden tenerse por esta simplificación son despreciables.

2.3.2 Longitud del pilote y deflexión

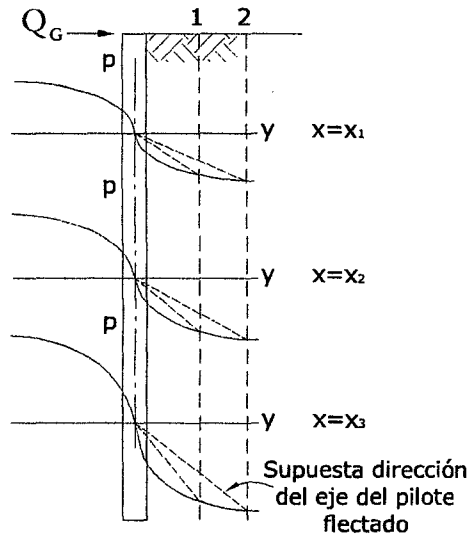


Figura 2.20.a. Familia de curvas p-y.

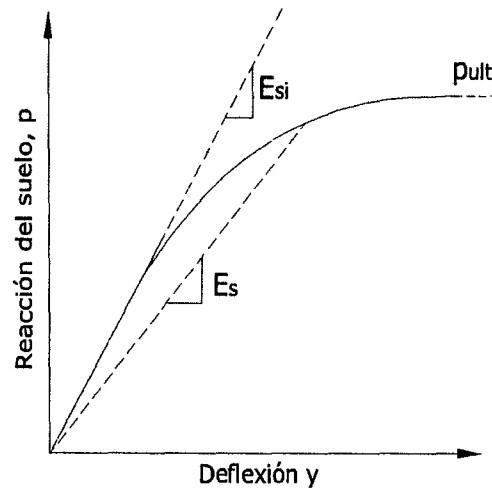


Figura 2.20.b. Curva p-y típica.

Figura 2.20. Familia de curvas p-y y esquema de curva p-y típica.

La Figura 2.20.a. esquematiza una familia de curvas p-y a lo largo de un pilote sometido a carga lateral Q_G . Las curvas se imprimen en los cuadrantes II y IV para indicar el sentido opuesto entre p e y. Se observa además que a mayor profundidad la rigidez inicial y resistencia máxima se incrementan, lo que ocurre con frecuencia. En la Figura 2.20.b. se observa una curva p-y típica, graficada en el cuadrante I. Como se observa, la rigidez inicial E_{si} solo es válida para un pequeño rango de deflexiones.

Los tres factores que influyen más en la curva p-y son:

- Las propiedades del suelo,
- La geometría del pilote,
- La naturaleza de la carga.

2.3.3 Propiedades del suelo

Las correlaciones para predecir la respuesta del suelo se basan en métodos que predicen las propiedades del suelo in situ y no reciben ajustes por el método de instalación, ya que se supone que el suelo que se ve alterado por la instalación del pilote es muy próximo a la superficie del pilote, mientras que el suelo circundante se modifica solo cuando la carga lateral es aplicada. Estos métodos son confiables, pero en ciertos casos es necesario tomar en cuenta los efectos

de instalación como en los pilotes de concreto vaciados en sitio a presión, donde se remueve una cantidad de suelo importante.

2.3.4 Geometría del pilote

La dimensión que más afecta a la respuesta del suelo es el diámetro, si el pilote es de sección no circular, la dimensión más importante será el ancho del pilote perpendicular a la dirección de la carga (B).

En 1880 se concluyó producto de distintas experiencias que los pilotes cargados lateralmente fallan por flexión en la zona enterrada, demostrándose también que luego de cierta profundidad, distinta para cada caso, el incremento de la longitud del pilote prácticamente no afecta la carga que pueda resistir el pilote (Davisson 1960). En general si se considera un pilote de longitud infinita, la magnitud de la deflexión variará de manera inversamente proporcional a la rigidez del pilote.

2.3.5 Naturaleza de la carga

Las curvas p-y son la respuesta a la naturaleza de la carga. Se han desarrollado curvas que predicen casos de cargas cíclicas o repetitivas y para cargas estáticas de corta duración. Sin embargo no existen recomendaciones para el caso donde la carga es dinámica es sostenida. Para los pilotes que son sujetos a cargas de sismo se recomienda tomar en cuenta la inercia del suelo, la consolidación y la variación de la carga con el tiempo.

2.4 MÉTODOS PARA EL CÁLCULO Y ANÁLISIS DE RESISTENCIA LATERAL

En el presente trabajo se desarrollará principalmente la metodología de análisis de curvas p – y. Para obtener resultados cuantitativos se debe resolver la ecuación diferencial que gobierna el comportamiento y definir condiciones de borde que describan la conexión entre el pilote y la estructura, debiéndose satisfacer las siguientes dos condiciones:

- Cada elemento de la estructura debe estar en equilibrio.
- Debe existir compatibilidad entre la superestructura, la cimentación y el suelo.

En general para el diseño de pilotes sometidos a carga lateral se debe tener en cuenta que:

- Es inapropiado ingresar información a las curvas $p - y$ y sin tomar en cuenta la interacción con la estructura.
- Para el análisis y diseño del pilote se debe tomar en cuenta como interactúa el pilote con la estructura y cuales son los desplazamientos máximos tolerables.
- Al hacer una modificación en la estructura que soporta el pilote, debe comprobarse si afecta la interacción del pilote con el suelo.
- La zona en la que debe poner más énfasis el estudio de suelos es la cercana a la superficie.

Algunos métodos para el análisis de pilotes verticales a cargas laterales, utilizables a criterio del ingeniero, se pueden dividir en dos grupos (Prakash, 1990) que describiremos brevemente a continuación:

- a) Métodos que calculan la resistencia lateral última.
 - Método de Brinch Hansen (1961).
 - Método de Broms (1964).
- b) Métodos para calcular el valor de deflexión aceptable.
 - Aproximación de módulo de reacción de la subrasante (Reese y Matlock, 1956). Este tema será el desarrollado como contraparte a los resultados experimentales.
 - Aproximación por el método elástico (Poulos, 1971).

2.4.1 Cálculo de resistencia lateral última

a) Ecuación estática de equilibrio

La Figura 2.1 grafica de manera muy simplificada como responde el suelo ante la aplicación de una fuerza horizontal Q y un momento M en un pilote en la situación más general que es la de cabezal libre (sin restricciones con $M_0 \neq 0$ e $y_0 \neq 0$). Como el pilote debe cumplir las condiciones de equilibrio estático, de la Figura 2.1 se obtiene las expresiones:

Suma de fuerzas en la dirección horizontal $\sum F_Y = 0$:

$$Q_u - \int_{x=0}^{x=x_r} p_{xu} B dx + \int_{x=x_r}^{x=L} p_{xu} B dx = 0 \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Suma de momentos alrededor del eje z $\sum M_z = 0$:

$$Q_u e + \int_{x=0}^{x=x_r} p_{xu} B x dx - \int_{x=x_r}^{x=L} p_{xu} B x dx = 0 \quad \text{Ecuación 2.21}$$

Donde:

B = ancho del pilote.

x_r = profundidad del punto de rotación.

Q_u = resistencia lateral última.

M_u = momento último

p_u = resistencia última del suelo.

Para obtener los valores de x_r y Q_u es necesario conocer la resistencia última unitaria del suelo p_{xu} a cada profundidad x a lo largo del pilote. El valor de Q_u tendrá una mejor aproximación a medida que se incremente el número de valores de p_{xu} a lo largo del pilote.

b) Método de Brinch Hansen (1961)

Se basa en la teoría de presión del suelo, teoría de suelos cohesivos y con fricción ($c-\phi$) y los valores límites de la resistencia del suelo. Su principal ventaja es que es aplicable en suelos $c-\phi$ y estratificados. Su desventaja es que solo es aplicable en pilotes que se comporten como cortos y rígidos.

El resultado se obtiene por resolución de la ecuación de equilibrio de momentos alrededor del punto de aplicación de la carga con la hipótesis de una ubicación vertical del centro de rotación del pilote rígido. Según Brinch Hansen (1961), la resistencia última del suelo a cualquier profundidad para el caso de pilotes cortos y rígidos es:

$$p_{xu} = \sigma_{vx} K_q + c K_c \quad \text{Ecuación 2.22}$$

Donde:

σ_{vx} = presión vertical efectiva a la profundidad x .

c = cohesión del suelo

K_c y K_q = factores que están en función de ϕ' y x/B (Figura 2.21)

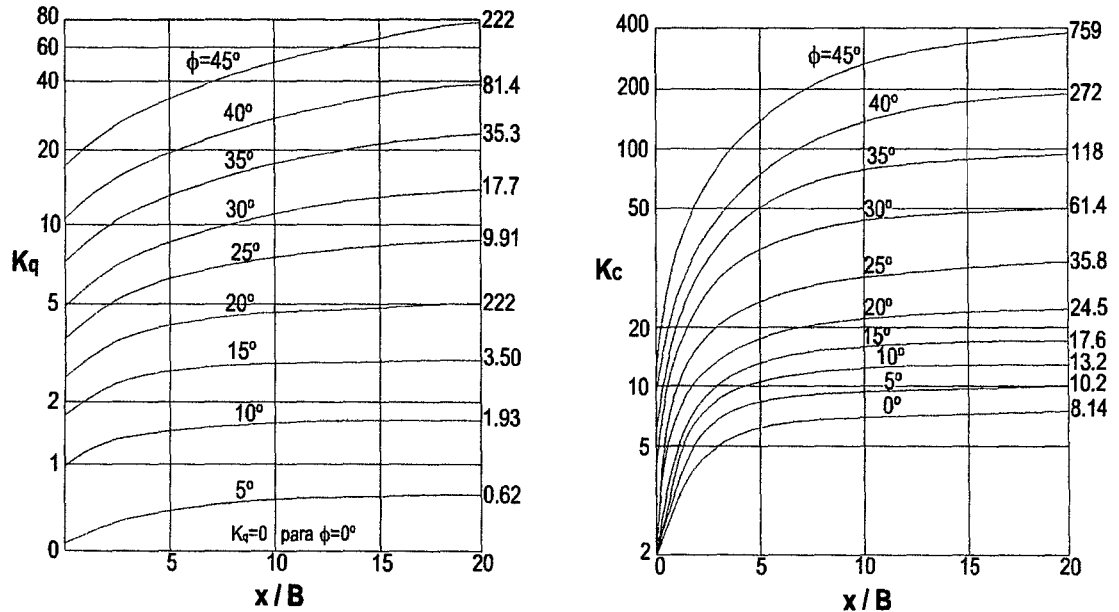


Figura 2.21. Ábacos para hallar K_q y K_c (Brinch Hansen, 1961)

Para cargas de corta duración como fuerzas de onda, se utiliza $\phi = 0$ y la resistencia cortante no crenada c_u . Para el análisis bajo cargas sostenidas de larga duración se debe utilizar los parámetros de esfuerzos efectivos drenados ϕ' y c' . La resistencia última Q_u se obtiene a partir de la distribución de valores de p_{xu} a lo largo del pilote mediante la Ecuación 2.20. Esta ecuación variará de acuerdo a las características del suelo pero en general se sugiere seguir los siguientes pasos:

1. Dividir el perfil estratigráfico del suelo en un número determinado de capas.
2. Determinar σ_{vx} y K_q y calcular p_{xu} para cada capa.
3. Suponer una profundidad x_r del punto de rotación del pilote y tomar momentos alrededor del punto de aplicación de la carga lateral Q_u .
4. Si el valor obtenido no es cercano a cero, debe probarse distintas profundidades x_r donde la profundidad correcta será con la que se obtenga una suma de momentos alrededor del punto de aplicación de la carga sea casi cero.
5. Una vez conocido x_r , se toma momentos alrededor del punto de rotación y se obtiene Q_u .

b.1) Método de Brinch Hansen para suelos no cohesivos

Debido a que $c = 0$, la expresión 2.20 se convierte en:

$$p_{xu} = \sigma_{vx} K_q \tag{Ecuación 2.23}$$

b.2) Método de Brinch Hansen para suelos cohesivos

En suelos cohesivos el valor de $\phi = 0$ y $c = c_u$, entonces $K_g = 0$. La ecuación 2.20 es:

$$p_{xu} = c_u K_c \quad \text{Ecuación 2.24}$$

c) Método de Broms (1964)

Atribuye distribuciones de la presión del suelo (Figuras 2.22 – 2.25) a lo largo del pilote de acuerdo al tipo de suelo y tipo de restricción en el cabezal. A diferencia del método anterior, es aplicable tanto a pilotes cortos como a pilotes largos además de hacer distinción entre pilotes con cabezal libre ($M_o \neq 0$ e $y_o \neq 0$) y otros casos.

Tabla 2.8. Clasificación de pilotes de Broms.

	L / T	L / R
Pilotes cortos	≤ 2	≤ 2
Pilotes medianos	$2 < L / T < 4$	$2 < L / R < 3.5$
Pilotes largos	≥ 4	≥ 3.5

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \quad \text{Ecuación 2.25}$$

$$R = \left(\frac{EI}{k_h} \right)^{1/4} \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Donde:

E = módulo de elasticidad del material del pilote.

I = momento de inercia de la sección transversal del pilote.

$k_h = n_h \times x$, cuando el módulo de reacción k_h incrementa linealmente con la profundidad (x).

n_h = constante del módulo de reacción de la subrasante.

k = valor del módulo de reacción del suelo, constante en los suelos cohesivos.

Las limitaciones de este método son que el subsuelo se modela como solo un material (no estratificado) y puede ser totalmente cohesivo (solo c) o no (solo ϕ). Cuando se analizan **suelos cohesivos** no considera aporte alguno a la respuesta del suelo desde la superficie del terreno hasta 1.5 B de profundidad (B

es el diámetro del pilote) ya que el modelo dice que en esta zona se desarrolla una cuña de suelo que no desarrolla resistencia alguna a la deflexión del pilote. Para el análisis de los **suelos no cohesivos** considera dos modos de falla: una falla del suelo y una falla del pilote por formación de rótula plástica. En el primer caso Broms considera la resistencia última igual a tres veces la presión pasiva de Rankine.

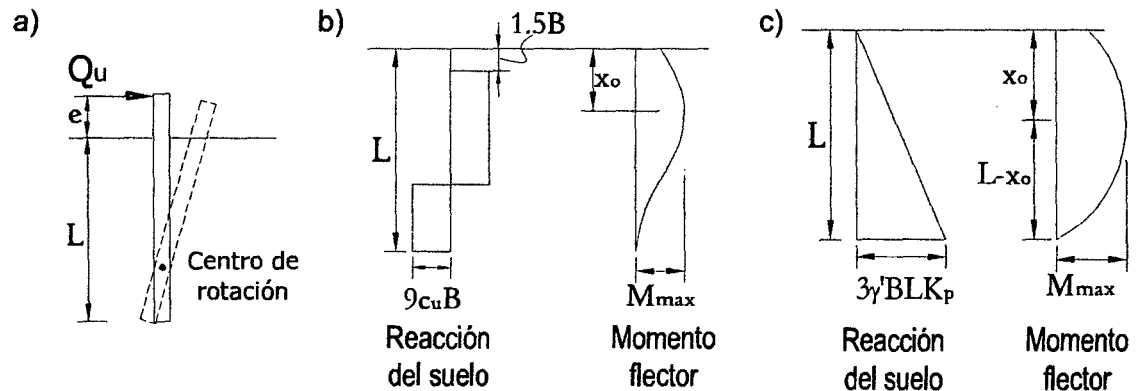


Figura 2.22. Broms: **Pilote corto** de cabezal libre; a) modo de deformación; reacción del suelo y momento flector en b) en suelo cohesivo y c) en suelo no cohesivo.

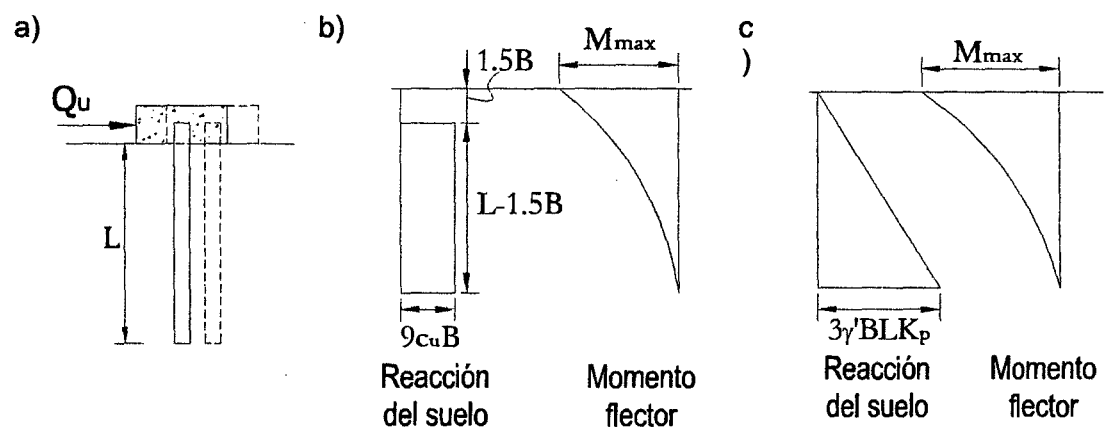


Figura 2.23. Broms: **Pilote corto** restringido; a) modo de deformación; reacción del suelo y momento flector en b) en suelo cohesivo y c) en suelo no cohesivo.

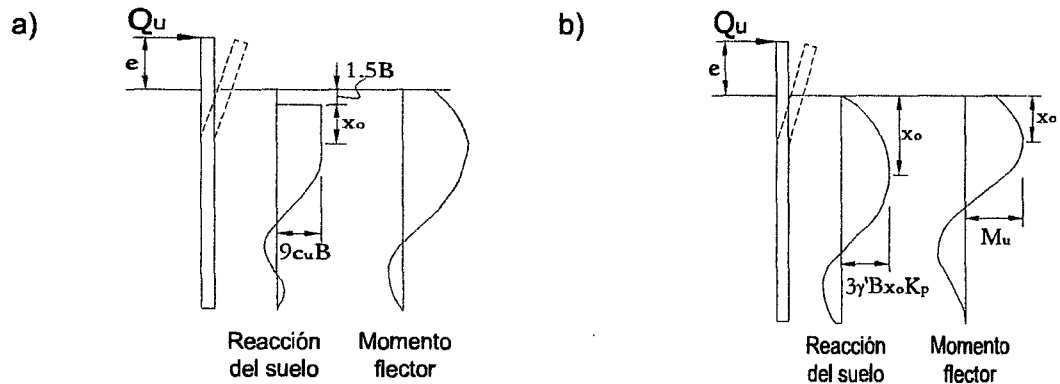


Figura 2.24. Broms: **Pilote largo** sin restricciones; modo de deformación; reacción del suelo y momento flector en a) suelo cohesivo y b) en suelo no cohesivo.

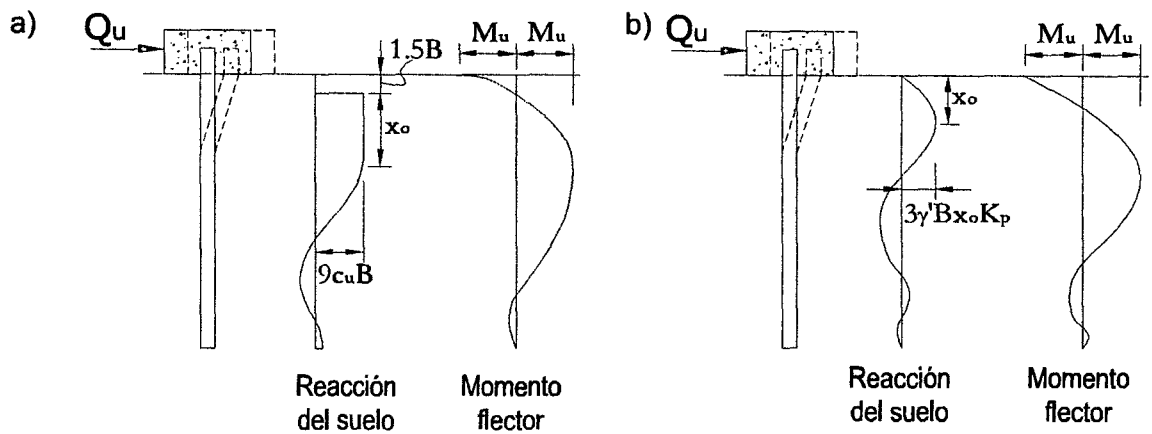


Figura 2.25. Broms: **Pilote largo** restringido; modo de deformación; reacción del suelo y momento flector en a) suelo cohesivo y b) en suelo no cohesivo.

c.1) Método de Broms en suelos no cohesivos

c.1.1) Cabeza de pilote sin restricciones

- **Pilotes cortos ($L/T \leq 2$).**- La resistencia lateral última del suelo es independiente de la forma del pilote e igual a tres veces el valor de la presión pasiva de Rankine.

$$p = 3B\gamma' z K_p = 3B\sigma' K_p \quad \text{Ecuación 2.27}$$

p = reacción unitaria del suelo (por unidad de longitud del pilote) a la profundidad z .

B = ancho del pilote.

γ' = peso unitario efectivo del suelo.

z = profundidad respecto a la superficie del terreno.

$K_p = \frac{(1 + \text{sen}\phi)}{(1 - \text{sen}\phi)} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$: Coeficiente de presión pasiva de Rankine.

ϕ' = ángulo de fricción interna del suelo (efectivo).

La falla del pilote ocurrirá cuando el esfuerzo supere el valor de la resistencia última. Debido a la rotación se genera una gran reacción del suelo en la punta del pilote (presión distribuida), que se reemplaza por una fuerza concentrada en la punta. Al tomar momento alrededor de la punta se tiene:

$$Q_u(e + L) + M_a = (3 \times \gamma' \times L \times B \times K_p) \left(\frac{1}{2}L\right) \left(\frac{1}{3}L\right) \quad \text{Ecuación 2.28}$$

$$Q_u = \frac{0.5 \times \gamma' \times L^3 \times B \times K_p - M_a}{(e + L)} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

Si $Q_u = 0$, obtenemos para M_a : $M_a = 0.5 \times \gamma' \times L^3 \times B \times K_p$ Ecuación 2.30

Conocidos los valores de L , e , B , M_a , K_p y γ' se puede obtener el valor de Q_u . El momento máximo M_{\max} ocurre a una profundidad x_0 , (Figura 2.22) donde además las fuerzas cortantes son cero, obteniéndose:

$$Q_u = 1.5 \times \gamma' \times B \times x_0^2 \times K_p \quad \text{Ecuación 2.31}$$

$$x_0 = 0.816 \times \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' \times B \times K_p}} \quad \text{Ecuación 2.32}$$

Si $M_a = 0$, se obtiene: $M_{\max} = Q_u(e + 1.5x_0)$ Ecuación 2.33

Si actúan Q_u y M_a en la cabeza del pilote: $M_{\max} = Q_u(e + x_0) - Q_u \frac{x_0}{3} + M_a$ Ecuación 2.34

- **Pilotes largos ($L/T > 4$).**- La resistencia última del suelo se desarrolla desde la superficie del terreno hasta la zona de falla del pilote, que ocurre por la formación de una rótula plástica a la profundidad x_0 , donde además se desarrolla momento flector máximo y el esfuerzo cortante es nulo. El valor de x_0 y el momento máximo M_{\max} se obtienen con la misma expresión que se utiliza para los pilotes cortos. La fuerza última se obtiene con las siguientes expresiones:

$$Q_u = \frac{M_u}{e + 0.544 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' \times B \times K_p}}} \quad \text{Ecuación 2.35}$$

Donde M_u es la capacidad de momento última del pilote.

c.1.2) Cabeza de pilotes restringida

- **Pilotes cortos ($L/T \leq 2$).**- Supone que el pilote falla por desplazamiento horizontal a lo largo de todo el pilote embebido en el suelo, desarrollándose la resistencia máxima del suelo de manera constante a lo largo de todo el pilote. Los valores de Q_u y M_u se obtienen de:

$$Q_u = 1.5 \times \gamma' \times B \times L^2 \times K_p \quad \text{Ecuación 2.36}$$

$$M_{\max} = \gamma' \times L^3 \times B \times K_p \quad \text{Ecuación 2.37}$$

- **Pilotes de longitud intermedia.**- Cuando el pilote tiene mayor longitud y alcanza una longitud intermedia se forma una rótula plástica en la parte superior del pilote; entonces el encuentro con el cabezal intentará rotar generando deflexión en el pilote hasta cierta profundidad, a partir de la cual no se deflectará más. La resistencia última del pilote Q_u se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_u = \frac{M_u}{\left(L + \frac{1}{2} \gamma \times B \times L^2 \times K_p \right)} \quad \text{Ecuación 2.38}$$

- **Pilotes largos ($L/T > 4$).**- En este caso, el pilote alcanzará en dos zonas el momento último M_u formándose dos rótulas plásticas, una cerca al cabezal del pilote, donde el momento es negativo, y otra a la profundidad x_0 , donde el momento es positivo. Los valores de Q_u y x_0 se obtienen de la solución simultánea de las siguientes expresiones:

$$x_0 = 0.816 \times \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' \times B \times K_p}} \quad \text{Ecuación 2.39}$$

$$Q_u = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0.544 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma \times B \times K_p}}} \quad \text{Ecuación 2.40}$$

$$M_{\max} = Q_u (e + 0.67x_0) \quad \text{Ecuación 2.41}$$

c.2) Método de Broms en suelos cohesivos

c.2.1) Cabeza de pilotes sin restricciones

- **Pilotes cortos ($L/R \leq 2$).**- La capacidad de resistencia de carga lateral del pilote depende únicamente de la resistencia del suelo. De la integración de la parte superior del diagrama de esfuerzos cortantes se obtiene:

$$M_{\max} = Q_u (e + 1.5B + x_0) - 4.5(x_0^2 cB) \quad \text{Ecuación 2.42}$$

La profundidad a la que el esfuerzo cortante es cero es $1.5B + x_0$, donde:

$x_0 = \frac{Q_u}{9cB}$. Reemplazando x_0 en la Ecuación 2.40, se obtiene:

$$M_{\max} = Q_u (e + 1.5B + 0.5x_0) \quad \text{Ecuación 2.43}$$

De la integración de la parte inferior del diagrama de esfuerzos cortantes se obtiene:

$$M_{\max} = 2.25(c_u B (L - x_0 - 1.5B)^2) \quad \text{Ecuación 2.44}$$

El valor de Q_u se obtiene de la solución de las ecuaciones 2.41 y 2.42.

Una vez obtenido Q_u se puede obtener M_{\max} , que finalmente se comparará con el M_u del pilote, utilizando siempre un factor de seguridad apropiado.

- **Pilotes largos ($L/R > 3.5$).**- La falla se producirá por la formación de una rótula plástica a una profundidad de $1.5B + x_0$ con respecto al nivel de la superficie de terreno. En este caso también $x_0 = \frac{Q_u}{9cB}$.

c.2.2) Cabeza de pilote restringida

- **Pilotes cortos ($L/R \leq 2$).**- La falla del pilote consiste en el desplazamiento horizontal de todo el pilote a través del suelo, a lo largo del que se desarrolla toda la resistencia del suelo menos desde la superficie del terreno hasta la profundidad de $1.5B$. Los valores de Q_u y M_{\max} se pueden hallar de curvas o de las siguientes expresiones:

$$Q_u = 9 \times c_u \times B(L - 1.5B) \quad \text{Ecuación 2.45}$$

$$M_{\max} = 4.5 \times c_u \times B(L^2 - 2.25B^2) \quad \text{Ecuación 2.46}$$

- **Pilotes de longitud intermedia.**- Cuando el pilote alcanza cierta longitud y su falla ocurre por el desarrollo de una rótula plástica en la parte superior del pilote por acción de un momento negativo, se dice que su longitud es intermedia. Del equilibrio de momentos alrededor del punto donde el cortante es cero obtenemos:

$$M^+_{\max} = Q_u(1.5B + x_0) - x_0 9c_u B \left(\frac{x_0}{2} \right) - M_u \quad \text{Ecuación 2.47}$$

Substituyendo de manera aproximada $Q_u = 9 \times c_u \times B \times x_0$, se obtiene:

$$M^+_{\max} = Q_u(1.5B + 0.5x_0) - M_u \quad \text{Ecuación 2.48}$$

Del diagrama de esfuerzos cortantes para la porción inferior del pilote:

$$M^+_{\max} = 2.25 \times c_u \times B \times (L - 1.5B - x_0) \quad \text{Ecuación 2.49}$$

Donde $x_0 = \frac{Q_u}{9c_u B}$. De la solución simultánea de las ecuaciones 2.46 y

2.47 se obtiene los valores de Q_u y M^+_{\max} .

- **Pilotes largos ($L/R > 3.5$).**- Este caso es similar al pilote de longitud intermedia, con la diferencia que la rótula plástica se forma donde el momento máximo es positivo. El valor de la carga máxima será:

$$Q_u = \frac{2M_u}{1.5B + 0.5x_0} \quad \text{Ecuación 2.50}$$

Donde $x_0 = \frac{Q_u}{9c_u B}$.

2.4.2 Cálculo por deflexión aceptable

a) Método de Reese y Matlock (1956) en el rango elástico:

Aproximación de reacción de la subrasante

Este método se basa en modelar el pilote como una cimentación de Winkler (Figura 2.18) y fue desarrollado por Reese y Matlock (1956). La resolución matemática del modelo supone que las deformaciones son lo suficientemente pequeñas para estar dentro del rango elástico y poder aplicar el principio de superposición. El principio de superposición permite considerar por separado los efectos (desplazamiento) de la aplicación de la carga horizontal Q_G y del momento flector M_G . El caso más general de un pilote sometido a carga lateral es el de cabezal sin restricciones ($M \neq 0$, $V \neq 0$), el que será explicado a continuación.

Caso 1: Cabezal de pilote sin restricciones

La Figura 2.26 esquematiza la distribución de deflexión del pilote "y", la pendiente del eje del pilote $\frac{dy}{dx}$, momento M , esfuerzos cortantes V y la reacción del suelo p a lo largo de un pilote sometido a carga lateral.

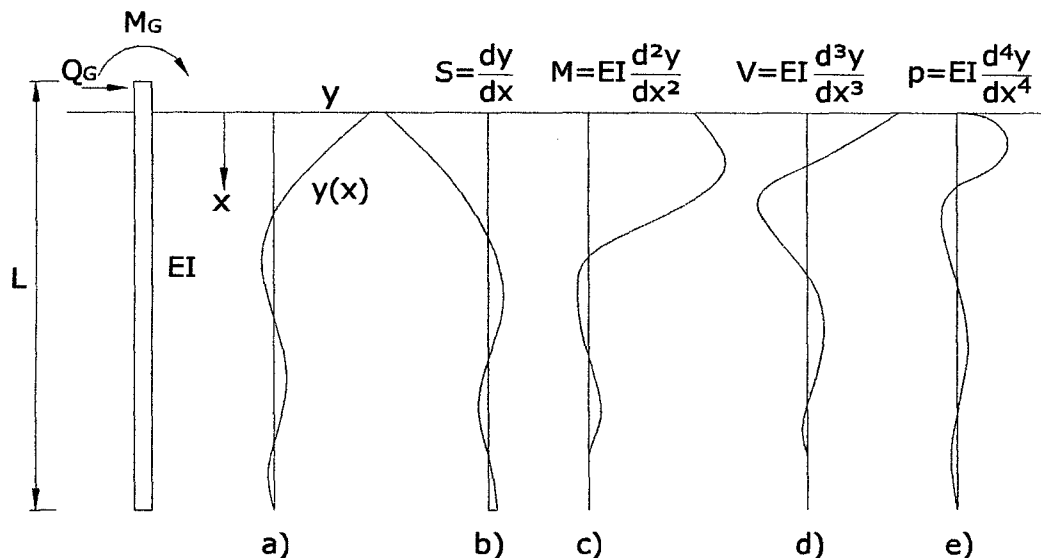


Figura 2.26. Diagramas de: a) deflexión, b) pendiente, c) momento flector, d) esfuerzo cortante y e) respuesta del suelo. Caso de un pilote de longitud L sometido a la fuerza lateral Q_G y momento M_G (Reese y Matlock, 1956).

El comportamiento del pilote se puede analizar por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad \text{Ecuación 2.51}$$

Cuya solución general es:

$$y = f(x, T, L, k_h, EI, Q_G, M_g) \quad \text{Ecuación 2.52}$$

Donde:

x = Profundidad a partir de la superficie del terreno.

y = Desplazamiento horizontal del pilote a la profundidad x .

T = Factor de rigidez relativa en suelos no cohesivos o R en suelos cohesivos.

L = Longitud del pilote.

k_h = Módulo de reacción horizontal de la subrasante.

B = Ancho del pilote de sección rectangular o diámetro en caso de sección circular.

EI = Rigidez del pilote.

Q_G = Carga lateral aplicada en el cabezal del pilote.

M_G = Momento flector aplicado en el cabezal del pilote.

La solución explicada a continuación solo es válida cuando las deflexiones son pequeñas con respecto a las dimensiones del pilote y los materiales se deformen dentro del rango elástico. Por notación, la fuerza Q_G genera a la profundidad x una deformación y_A y el momento M_G una deformación y_B , por lo tanto, la deflexión total a la profundidad x es:

$$y_x = y_A + y_B \quad \text{Ecuación 2.53}$$

Donde:

$$\frac{y_A}{Q_G} = f_1(x, T, L, k_h, EI) \quad \text{Ec. 2.54} \quad \frac{y_B}{M_G} = f_2(x, T, L, k_h, EI) \quad \text{Ec. 2.55}$$

Ambas funciones f_1 y f_2 contienen los mismos términos y ambas pueden determinarse los siguientes términos adimensionales:

Denominando y asignando a cada término una variable:

$$\frac{y_A EI}{Q_G T^3} = A_y \quad \dots \quad \text{Coeficiente de deflexión debido a la carga lateral } Q_G$$

$$\frac{y_B EI}{M_G T^2} = B_y \quad \dots \text{ Coeficiente de deflexión originada por el momento } M_G$$

$$\frac{x}{T} = Z \quad \dots \text{ Coeficiente de profundidad}$$

$$\frac{L}{T} = Z_{\max} \quad \dots \text{ Coeficiente de profundidad máxima}$$

$$\frac{k_h T^4}{EI} = \phi(x) \quad \dots \text{ Función del módulo del suelo}$$

Cabe resaltar que el factor de rigidez relativa del suelo T es para suelos no cohesivos. Cuando el suelo es cohesivo (arcilla), el valor se denomina R .

Reemplazando los coeficientes de deflexión en la Ecuación 2.51 se obtiene:

$$y_x = y_A + y_B = A_y \frac{Q_G T^3}{EI} + B_y \frac{M_G T^2}{EI} \quad \text{Ecuación 2.56}$$

Análogamente, se puede expresar el momento M_x , pendiente de deformación S_x , esfuerzo cortante V_x y reacción del suelo p_x a la profundidad x del pilote en función de los términos adimensionales:

$$M_x = M_A + M_B = A_m Q_G T + B_m M_G \quad \text{Ecuación 2.57}$$

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_G T^2}{EI} + B_s \frac{M_G T}{EI} \quad \text{Ecuación 2.58}$$

$$V_x = V_A + V_B = A_v Q_G + B_v \frac{M_G}{T} \quad \text{Ecuación 2.59}$$

$$p_x = p_A + p_B = A_p \frac{Q_G}{T} + B_p \frac{M_G}{T^2} \quad \text{Ecuación 2.60}$$

El reemplazo los coeficientes adimensionales A_y , B_y y $Z = x/T$ en la Ecuación 2.49 da lo siguiente:

$$\frac{d^4 y_A}{dx^4} + \frac{k_h y_A}{EI} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{d^4 A_y}{dz^4} + \phi(x) A_y = 0 \quad \text{Ecuación 2.61}$$

$$\frac{d^4 y_B}{dx^4} + \frac{k_h y_B}{EI} = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{d^4 B_y}{dz^4} + \phi(x) B_y = 0 \quad \text{Ecuación 2.62}$$

Reese y Matlock (1956) resolvieron las Ecuaciones 2.59 y 2.60 por el método de diferencias finitas, obteniendo valores de los coeficientes A y B para distintos

valores del coeficiente adimensional $Z = x/T$ ($Z = x/R$ en cohesivos), tipos de cabezal y tipos de suelo. La Tabla 2.9 contiene los valores de los coeficientes para pilotes con cabezal libre en suelos no cohesivos.

A continuación se describen las principales particularidades de cada caso en función del tipo de suelo y estado del cabezal.

- Suelos no cohesivos: El módulo de reacción del suelo se incrementa con la profundidad, por lo tanto $k_h = n_h x$, y como el factor adimensional $Z = x/T$:

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \quad \text{Ecuación 2.63}$$

Este caso también se aplica en suelos cohesivos donde la reacción del suelo se incrementa con la profundidad, como sucede en los suelos arcillosos sobreconsolidados.

Tabla 2.9. Coeficientes A y B para pilotes largos ($Z \geq 5$) de cabezal libre.

Z	A_y	A_s	A_M	A_v	A_p	B_y	B_s	B_M	B_v	B_p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.013	0.046	0.000	0.011	-0.026	0.029	-0.002

- Suelo arcilloso normalmente consolidado: El módulo de reacción del suelo es constante con la profundidad y se representa con la variable R. Por lo tanto los coeficientes de deflexión A y B son:

$$\frac{y_A EI}{Q_G R^3} = A_{yc} \quad \text{Ecuación 2.64}$$

$$\frac{y_B EI}{M_G R^2} = B_{yc} \quad \text{Ecuación 2.65}$$

Así la ecuación 2.54 y 2.55 se vuelve:

$$y_x = y_A + y_B = A_{yc} \frac{Q_G R^3}{EI} + B_{yc} \frac{M_G R^2}{EI} \quad \text{Ecuación 2.66}$$

$$M = M_A + M_B = A_{MC} Q_G R + B_{MC} M_G \quad \text{Ecuación 2.67}$$

El módulo de reacción del suelo k es constante; por lo tanto el factor de rigidez relativa R y coeficiente de profundidad es:

$$R = \left(\frac{EI}{k} \right)^{1/4} \quad \text{Ecuación 2.68}$$

$$Z = \frac{x}{R} \quad \text{Ecuación 2.69}$$

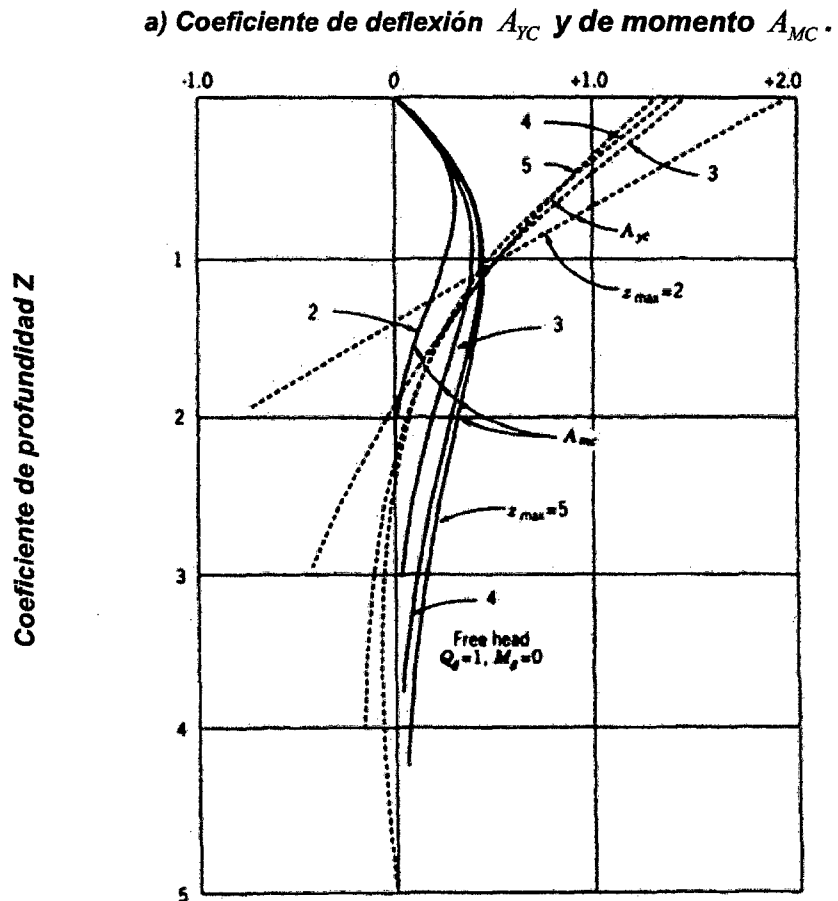
Así, la ecuación la ecuación del comportamiento del pilote en suelos arcillosos normalmente consolidado es:

$$\frac{d^4 A_{yc}}{dz^4} + \phi(x) A_{yc} = 0 \quad \text{Ecuación 2.70}$$

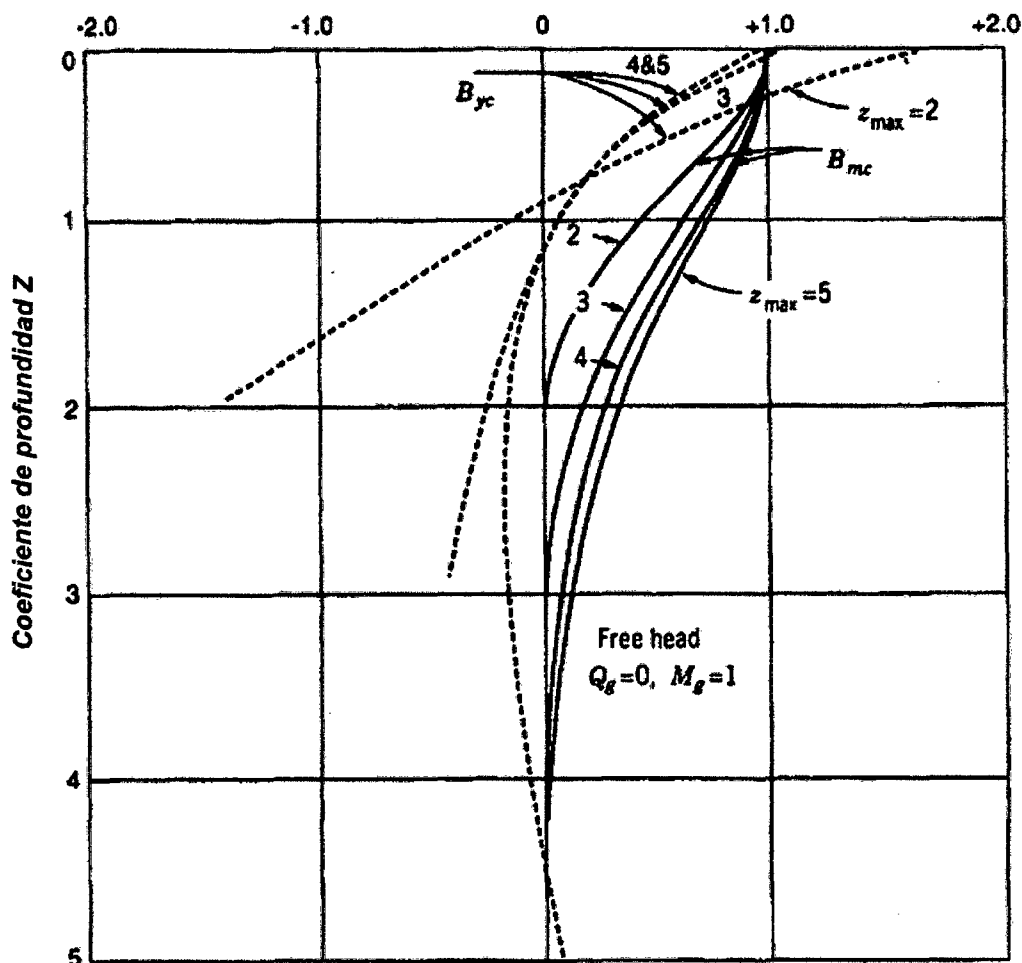
Ésta fue resuelta por Davisson y Gill (1963), quienes obtuvieron valores de los coeficientes A y B para los distintos casos (Figura 2.27).

En la actualidad el problema se resuelve iterativamente utilizando programas como el COM624P, que además aceptan deformaciones superiores al rango elástico utilizando las curvas p-y.

Figura 2.27. Coeficientes para pilotes con cabezal libre en suelo de módulo del suelo constante: (a) A_{YC} , A_{MC} en pilote con carga horizontal pura ($M_G = 0$) (b) B_{YC} y B_{MC} en pilote con solo momento flector ($Q_G = 0$).



b) Coeficiente de deflexión B_{YC} y de momento B_{MC} .



Caso 2: Cabezal del pilote empotrado

En este caso la pendiente del eje del pilote en la superficie del terreno es cero. Por lo tanto al igualar la Ecuación 2.56 a cero, para $x=0$ se obtiene:

$$\frac{M_G}{Q_G \cdot T} = -\frac{A_S}{B_S} = -\frac{1.623}{1.75} = -0.93 \quad \text{Ecuación 2.71}$$

Entonces, para cualquier valor de x , $\frac{M_G}{Q_G \cdot T} = -0.93$. Reemplazando en la

Ecuación 2.64:

$$y_x = (A_Y - 0.93B_Y) \frac{Q_G T^3}{EI} \quad \text{Ecuación 2.72}$$

Escrito también de la forma:

$$y_x = C_Y \frac{Q_G T^3}{EI} \quad \text{Ecuación 2.73}$$

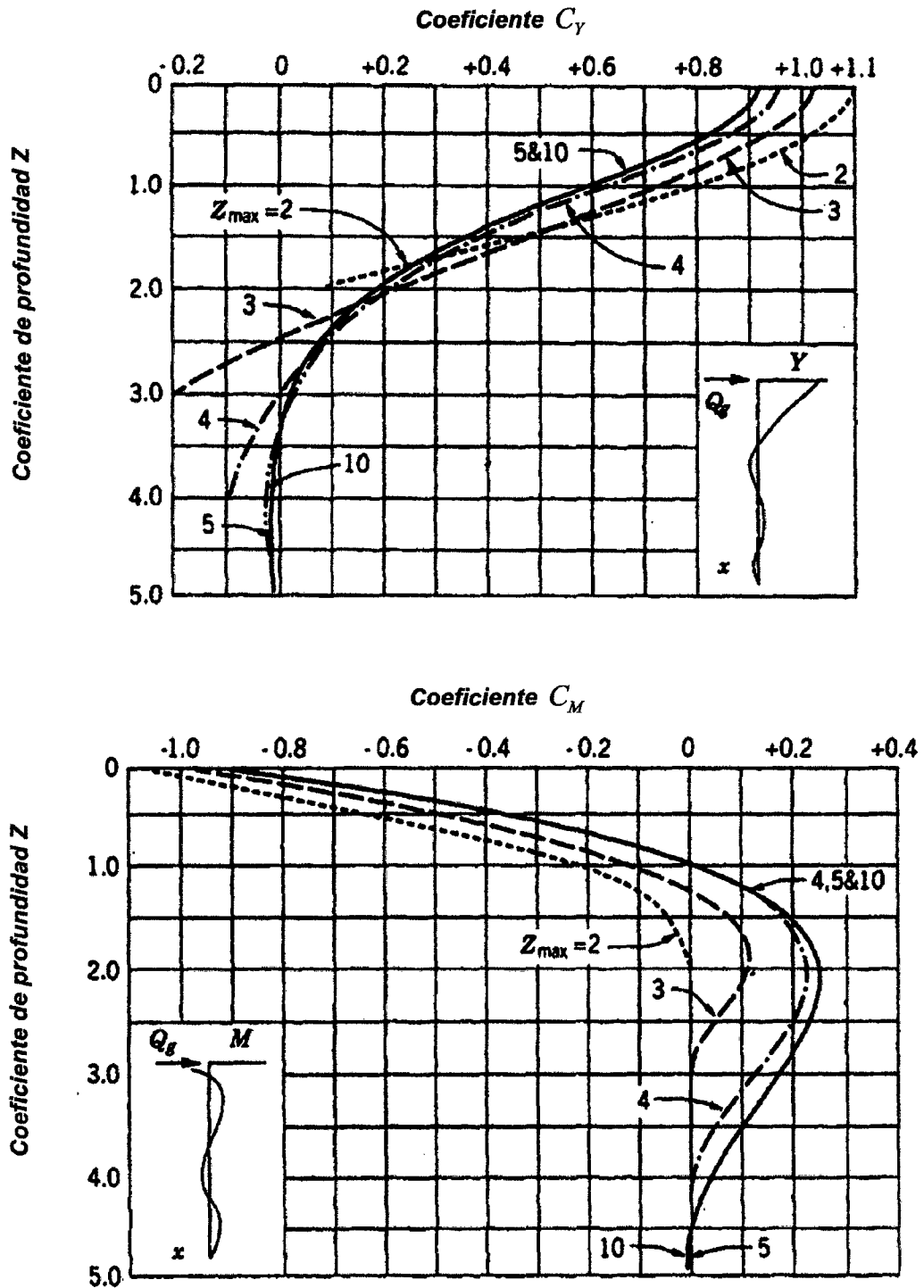
De manera análoga:

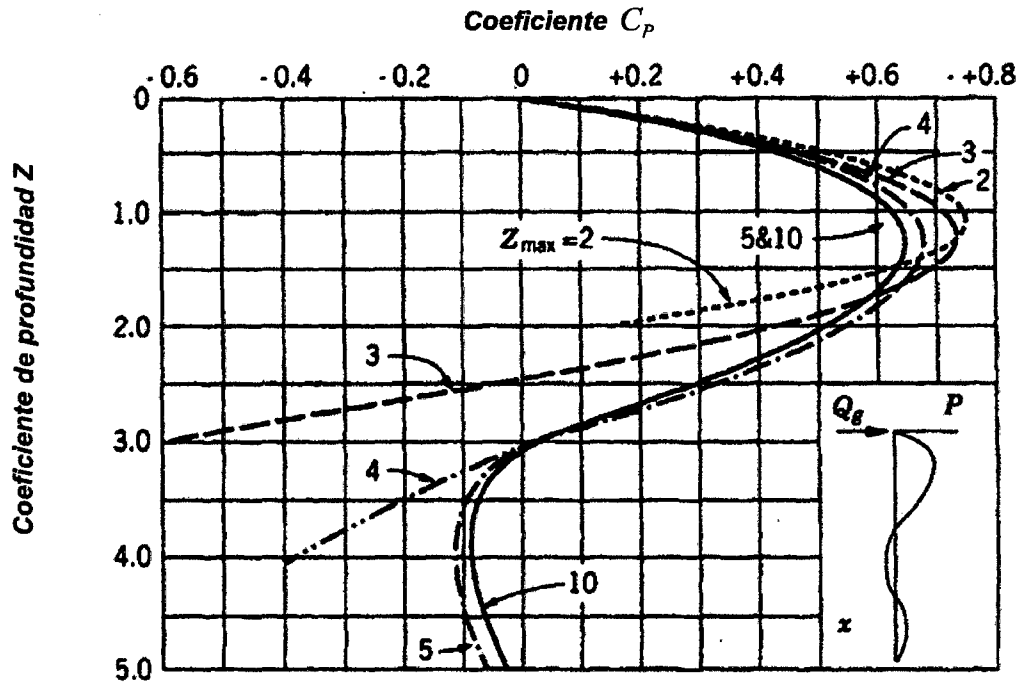
$$M_x = C_M Q_G T$$

Ecuación 2.74

Los valores del coeficiente C_Y , C_M y C_P se pueden obtener de la Figura 2.28.

Figura 2.28. Coeficientes (a) C_Y , (b) C_M y (c) C_P . Caso de pilotes con cabezal empotrado sometidos a carga horizontal.





Caso 3: Cabezal del pilote parcialmente empotrado

En este caso el cabezal del pilote tiene cierta capacidad de rotación. En esta situación el coeficiente C es el siguiente:

$$C_Y = A_Y - 0.93\lambda B_Y \quad \text{Ecuación 2.75}$$

$$C_M = A_M - 0.93\lambda B_M \quad \text{Ecuación 2.76}$$

$$C_p = A_p - 0.93\lambda B_p \quad \text{Ecuación 2.77}$$

λ es el grado de restricción del cabezal del pilote, donde $0 \leq \lambda \leq 1$, 0 para no restringido y 1 cuando está completamente empotrado.

b) Aplicación de curvas p-y al método de Reese y Matlock

Este método posee la ventaja de poder obtener resultados no lineales, para deformaciones por encima del rango elástico y permitir la variación de la reacción de la subrasante con la profundidad.

Curvas p-y en suelos no cohesivos

Para obtener la curva p-y en arenas, se tomarán las recomendaciones que se obtuvieron en base a ensayos en campo realizados en pilotes instalados en arenas sumergidas. No obstante los resultados pueden extenderse para arenas por encima del nivel freático. La mayor cantidad

de ensayos se realizaron en Mustang Island por Cox, Reese y Grubbs en 1974, en dos pilotes de acero de 25 pulgadas de diámetro y profundidad embebida de 21 metros (69 pies). Uno de los pilotes fue sometido a una carga estática de corta duración y el otro a una carga cíclica. El suelo fue una arena fina uniformemente gradada de ángulo de fricción interna de 39° y peso unitario sumergido 66 libras/pie³. El nivel freático se mantuvo un poco por encima del nivel del terreno durante la ejecución del ensayo.

Procedimiento

1. Obtener el ángulo de fricción interna ϕ , el peso unitario del suelo γ y el diámetro del pilote b y calcular el valor de los siguientes parámetros:

$$\alpha = \frac{\phi}{2} \quad \text{Ecuación 2.78} \quad \beta = 45 + \frac{\phi}{2} \quad \text{Ecuación 2.79}$$

$$K_o = 0.4 \quad \text{Ecuación 2.80} \quad K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Ecuación 2.81}$$

2. Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud de pilote p_c (Ecuaciones 2.53 y 2.54), donde x es la profundidad con respecto a la superficie del terreno. Se calcula p_{cr} para valores de x por encima del x_c (profundidad crítica) y p_{cd} para profundidades mayores:

$$p_{cr} = \gamma \cdot x \left(\frac{K_o \cdot x \cdot \tan(\phi) \cdot \sin(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} (B + x \cdot \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha)) \right) + K_o \cdot x \cdot \tan(\beta) (\tan(\phi) \cdot \sin(\beta) - \tan(\alpha)) - K_a \cdot B \quad \text{Ecuación 2.82}$$

$$p_{cd} = K_a \cdot B \cdot \gamma \cdot x (\tan^8(\beta) - 1) + K_o \cdot B \cdot \gamma \cdot x \cdot \tan(\phi) \tan^4(\beta) \quad \text{Ecuación 2.83}$$

Para arenas sumergidas, se utilizará el peso unitario efectivo γ' .

3. La profundidad crítica x_{cr} será el valor de x donde se intersectan las expresiones de p_{cr} y p_{cd} .
4. Establecer la profundidad x a la que se quiere hallar la curva p-y y los valores de p_c con las expresiones de p_{cr} y p_{cd} .

5. Determinar: $y_u = \frac{3B}{80}$ Ecuación 2.84

$$p_u = A_E \times p_c \quad \text{si la carga es de tipo estático o,} \quad \text{Ecuación 2.85}$$

$$p_u = A_C \times p_c \text{ si la carga es de tipo dinámico} \quad \text{Ecuación 2.86}$$

Los valores de A_E y A_C se obtienen de la Figura 2.29.a en función de la relación x/B .

6. Determinar: $y_m = \frac{B}{60}$ Ecuación 2.87

$$p_m = B_E \times p_c \text{ si la carga es de tipo estático o,} \quad \text{Ecuación 2.88}$$

$$p_m = B_C \times p_c \text{ si la carga es de tipo dinámico} \quad \text{Ecuación 2.89}$$

Los valores de B_E y B_C se obtienen de la gráfica Figura 2.29.b en función de la relación x/B .

7. Una vez graficados los puntos p_m y p_u se pueden establecer los dos últimos tramos rectos de la curva p-y: el primero de la unión de ambos puntos y el segundo de resistencia del suelo constante a partir de p_u
8. Para establecer la línea recta inicial de la curva p-y se debe considerar un valor de k para suelos no cohesivos en función de la densidad relativa ($D_r\%$) del estrato a profundidad x. El valor n_h se obtiene de las Tablas 2.6 y 2.7.

9. Determinar: $y_k = \left(\frac{\bar{c}}{n_h \cdot x} \right)^{\frac{n}{n-1}}$ (Ec. 2.90) y $p_k = (n_h \cdot x) y_k$ (Ec. 2.91), donde:

$$n = \frac{P_m}{m \times y_m} \quad \text{Ecuación 2.92, y} \quad \bar{c} = \frac{P_m}{y_m^{1/n}} \quad \text{Ecuación 2.93}$$

Donde m es la pendiente de la recta que une los puntos (y_m, p_m) y (y_u, p_u) obtenidos en los pasos 5 y 6.

10. Completar la curva p-y a partir del punto (y_k, p_k) con la parábola:

$$p(y) = \bar{c} \cdot y^{1/n} \quad \text{Ecuación 2.94}$$

El punto (y_k, p_k) será la intersección entre la parábola y la porción recta inicial; sin embargo a veces eso no ocurre. La forma típica se observa en la Figura 2.27.

- **Método simplificado:** Con estas expresiones se obtienen valores preliminares de resistencia última del suelo: p_{cr} y p_{cd} en función de

$\alpha = \phi/2$, $\beta = 45 + \phi/2$ propuestos por Reese (1974) y los coeficientes de presión activa K_a y pasiva K_p de Rankine. Las expresiones obtenidas son las siguientes:

$$p_{cr} = \gamma' \cdot x \cdot (S_2 \cdot x + S_1 \cdot B) \quad \text{Ecuación 2.95}$$

$$p_{st} = \gamma' \cdot x \cdot B \cdot S_3 \quad \text{Ecuación 2.96}$$

Figura 2.29.a. Valores de A_E y A_C .

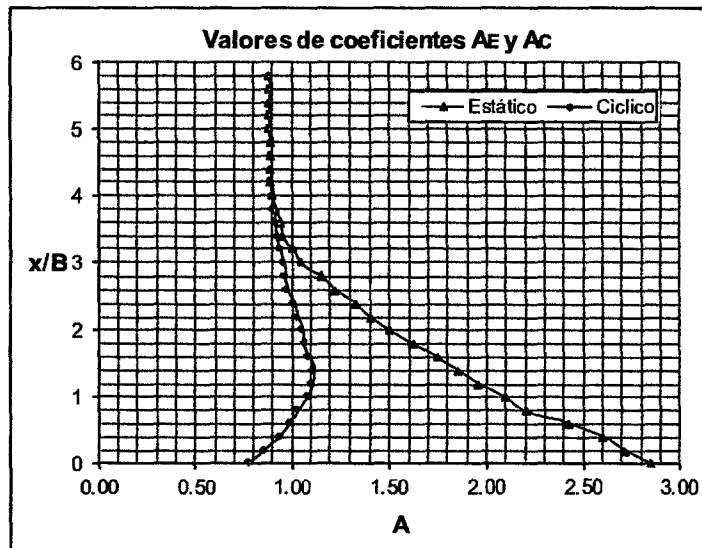
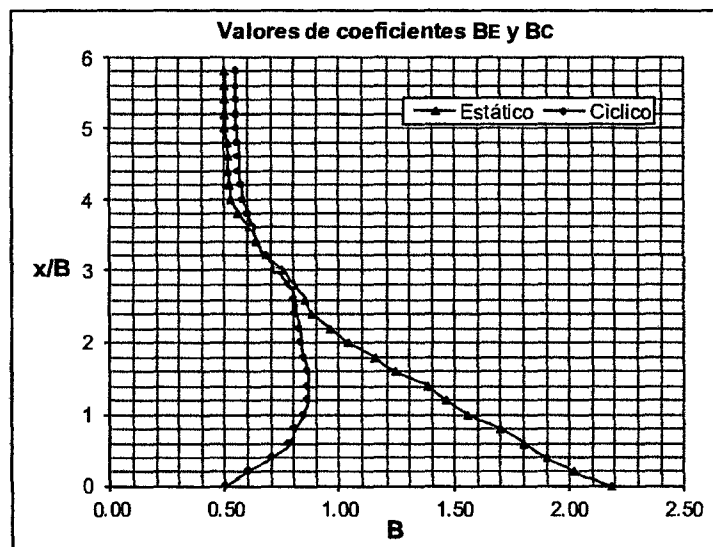


Figura 2.29.b. Valores de B_E y B_C .



Donde:

$$S_1 = (K_p - K_a) \quad \text{Ecuación 2.97}$$

$$S_2 = (\tan \beta) \cdot \{K_p \tan(\alpha) + K_o [\tan(\phi) \cdot \text{sen}(\beta) \cdot (\sec(\alpha) + 1) - \tan(\alpha)]\} \quad \text{Ecuación 2.98}$$

$$S_3 = K_p^2 (K_p + K_o \tan(\phi)) - K_a \quad \text{Ecuación 2.99}$$

x = profundidad donde se desea obtener la curva p-y.

γ' = peso unitario efectivo del suelo.

La profundidad crítica x_r será:
$$x_r = B \cdot \frac{S_3 - S_1}{S_2} \quad \text{Ecuación 2.100}$$

S_1 , S_2 y S_3 también se pueden obtener de la Tabla 2.10.

Tabla 2.10. Coeficientes S_1 , S_2 , S_3 y x_r/B en función del ángulo de fricción interna del suelo ϕ en grados sexagesimales.

ϕ°	S_1	S_2	S_3	x_r/B
25	2.05805	1.21808	15.68459	11.18690
26	2.17061	1.33495	17.68745	11.62351
27	2.28742	1.46177	19.95332	12.08526
28	2.40879	1.59947	22.52060	12.57407
29	2.53509	1.74906	25.43390	13.09204
30	2.66667	1.91170	28.74513	13.64147
31	2.80394	2.08866	32.51489	14.22489
32	2.94733	2.28134	36.81400	14.84507
33	3.09732	2.49133	41.72552	15.50508
34	3.25442	2.72037	47.34702	16.20830
35	3.41918	2.97045	53.79347	16.95848
36	3.59222	3.24376	61.20067	17.75976
37	3.77421	3.54280	69.72952	18.61673
38	3.96586	3.87034	79.57113	19.53452
39	4.16799	4.22954	90.95327	20.51883
40	4.38147	4.62396	104.14818	21.57604

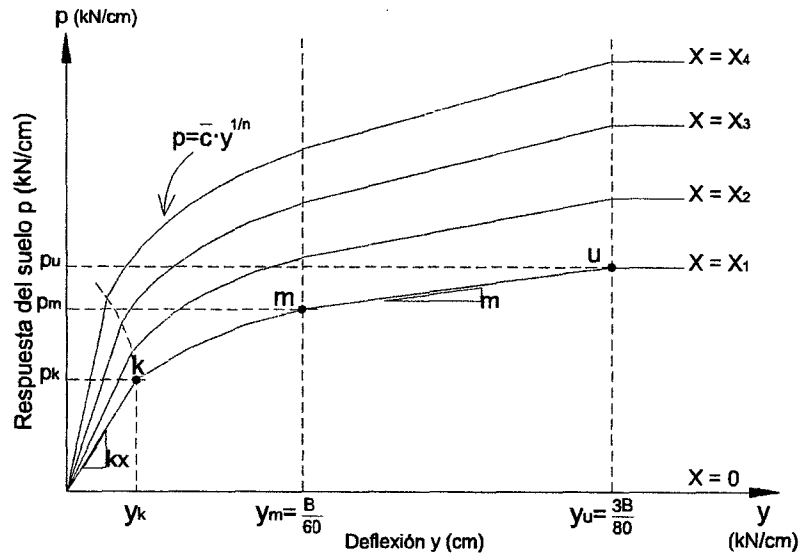


Figura 2.30. Esquema de una familia de curvas $p-y$ en suelos no cohesivos para cargas estáticas. Profundidades x_1 , x_2 , x_3 y x_4 .

Curvas $p-y$ en suelos cohesivos blandos

Matlock (1970) realizó ensayos de carga lateral en pilotes de tubos de acero de 32.39 cm de diámetro y 12.8 m (42 pies) de longitud instalados en arcillas cercanas al lago Austin, de un resistencia cortante de aproximadamente 186.2 KPa (800 libras/pies²).

Procedimiento:

Carga estática de corta duración

1. Determinar con la mejor aproximación posible la variación con la profundidad de la resistencia cortante no drenada c , del peso específico del suelo seco γ' y de ε_{50} . Si no se cuenta con valores experimentales de ε_{50} , se puede utilizar los valores de las Tablas 2.11 o 2.12.

Tabla 2.11. Valores representativos de ε_{50} en arcillas.

Consistencia de la arcilla	ε_{50}
Blanda	0.020
Mediana	0.010
Dura	0.005

2. Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud de pilote a la profundidad x donde se desea obtener la curva p - y , tomando p_u el menor de los valores de las Ecuaciones 2.68 y 2.69:

$$p_u = c \cdot B \cdot \left(3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{J}{B} x \right) \quad \text{Ecuación 2.101}$$

$$p_u = 9 \cdot c \cdot B \quad \text{Ecuación 2.102}$$

Donde:

γ' = cohesión del suelo

x = profundidad desde la superficie del terreno hasta la curva p - y .

c = resistencia cortante no drenada a la profundidad x .

B = ancho del pilote.

J = factor empírico.

Matlock (1970) determinó experimentalmente los valores de J , para arcillas blandas de 0.5 y para arcillas medias de 0.25. Siendo más utilizado el valor $J = 0.5$.

3. Calcular la deflexión cuando la presión alcanza la mitad del valor de resistencia última del suelo: $y_{50} = 2.5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot B$ Ecuación 2.70
4. Los demás puntos de la curva p - y se describen por la ecuación:

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{Ecuación 2.103}$$

A partir de la deflexión $y = 8 \cdot y_{50}$ el valor de p se mantiene constante.

Carga cíclica

1. Los valores de p serán los mismos que en el caso estático, siempre que la presión del suelo (p) sea menor a $0.72 p_u$.
2. Las curvas p - y variarán por debajo de la profundidad de transición x_r . El valor de x_r se obtiene de la resolución simultánea de las ecuaciones 2.68 y 2.69. Si en el suelo por encima de la profundidad x_r , tiene valores γ' y c constantes, el valor de x_r será:

$$x_r = \frac{6 \cdot c \cdot B}{\gamma' \cdot B + J \cdot c} \quad \text{Ecuación 2.104}$$

De no ser así, x_r se obtendrá en base a las propiedades del suelo a la profundidad a la que quiere obtenerse la curva p-y.

- Si la curva p-y es para profundidades superiores a x_r , el valor de p disminuirá linealmente a partir de $y = 3 \cdot y_{50}$ (donde $p = 0.72 \cdot p_u$) hasta el punto donde $y = 15 \cdot y_{50}$ y el valor de la presión del suelo es:

$$p = 0.72 p_u \left(\frac{x}{x_r} \right) \quad \text{Ecuación 2.105}$$

- A partir de este punto en adelante, el valor de p será constante e igual al valor de la Ecuación 2.73.

Curvas p-y en arcillas duras

Los procedimientos para obtener las curvas p-y han sido determinados experimentalmente por Reese, Cox y Koop (1975) mediante ensayos de carga lateral a escala natural en pilotes de acero de 61 cm (24 pulg) de diámetro y 15 m (50 pies) de longitud, hincados en arcillas duras en una zona cercana a Manor, Texas. La arcilla tenía una resistencia cortante no drenada de 911 Pa (1 T/pie²) en la superficie a aproximadamente 2750 Pa a 3.7 m (12 pies) de profundidad. El procedimiento es el siguiente:

- Calcular la resistencia cortante no drenada c , peso unitario efectivo γ' y el diámetro del pilote B a la profundidad x donde se desea obtener la curva p-y. Además la resistencia cortante promedio no drenada c_a por encima de x .
- Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud de pilote p_c tomando el menor de los valores entre la siguientes igualdades:

$$p_{cd} = 2c_a \cdot B + \gamma' \cdot b \cdot x + 2.83 \cdot c_a \cdot x \quad \text{Ecuación 2.106}$$

$$p_{cd} = 11 \cdot c \cdot b \quad \text{Ecuación 2.107}$$

El segmento inicial lineal de la curva p-y corresponde a la expresión:

$$p = (kx)y \quad \text{Ecuación 2.108}$$

Donde el valor de k (k_s para cargas estática o k_d para dinámicas) se obtiene de la Tabla 2.3.

3. A la parte lineal le sigue la primera porción parabólica de la curva p-y:

$$p = 0.5p_c \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} \quad \text{Ecuación 2.109}$$

Dónde: $y_{50} = \varepsilon_{50} \cdot B$ Ecuación 2.110

El valor de ε_{50} se obtiene de la Tabla 2.12.

Tabla 2.12. Valores representativos de ε_{50} en arcillas duras.

Resistencia cortante no drenada promedio* (Ton/pie ² / Pa) ►	0.5 – 1.0 / 0.46 – 0.91	1.0 – 2.00 / 0.91 – 1.82	2.0 – 4.00 / 1.82 – 4.55
ε_{50}	0.007	0.005	0.004

* La resistencia al corte promedio será la obtenida a una profundidad equivalente a 5 veces el diámetro del pilote. Se define como la mitad de la diferencia de esfuerzo principal máximo en un ensayo triaxial no consolidado – no drenado (Triaxial UU)

La parábola se extiende desde la intersección con la parte lineal hasta que la deflexión sea $y = A_s \cdot y_{50}$, donde $y = A_s \cdot y_{50}$ se obtiene de la Figura 2.28.

4. El siguiente segmento parabólico se grafica desde $y = A_s y_{50}$ hasta $y = 6A_s y_{50}$ de acuerdo a la expresión:

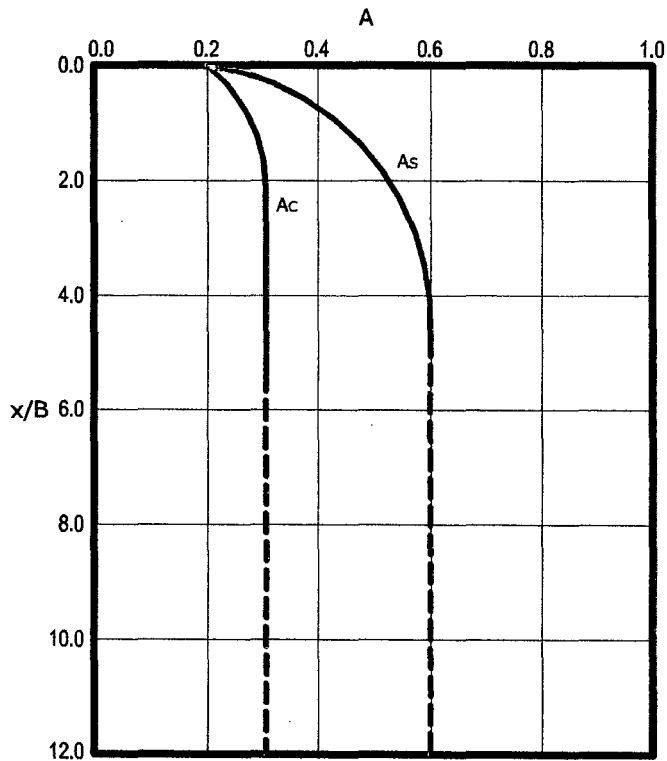
$$p = 0.5p_c \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} - 0.055p_c \left(\frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{1.25} \quad \text{Ecuación 2.111}$$

5. Desde el punto donde $y = 6A_s y_{50}$ hasta $y = 18A_s y_{50}$ la curva p-y tendrá un comportamiento lineal definido por la fórmula:

$$p = 0.5p_c (6A_s)^{0.5} - 0.411p_c - \frac{0.0625}{y_{50}} p_c (y - 6 \cdot A_s \cdot y_{50}) \quad \text{Ecuación 2.112}$$

Donde p_c es la resistencia última del suelo por unidad de longitud de pilote a la profundidad x.

Figura 2.31.
Valores de
 A_c y A_s .



6. A partir de $y = 18A_s y_{50}$, el valor de k será constante y corresponde a:

$$p = 0.5p_c (6 \cdot A_s)^{0.5} - 0.411p_c - 0.75p_c \cdot A_s \quad \text{Ecuación 2.113}$$

$$p = p_c (1.225\sqrt{A_s} - 0.75A_s - 0.411) \quad \text{Ecuación 2.114}$$

Como resultado del procedimiento se obtiene una curva similar a la Figura 2.31. En caso no exista intersección entre alguna de las ecuaciones con la recta inicial $p = (kx)y$, o no existiera intersección entre ninguna de las ecuaciones, la curva p - y será definida solo por la ecuación $p = (kx)y$.

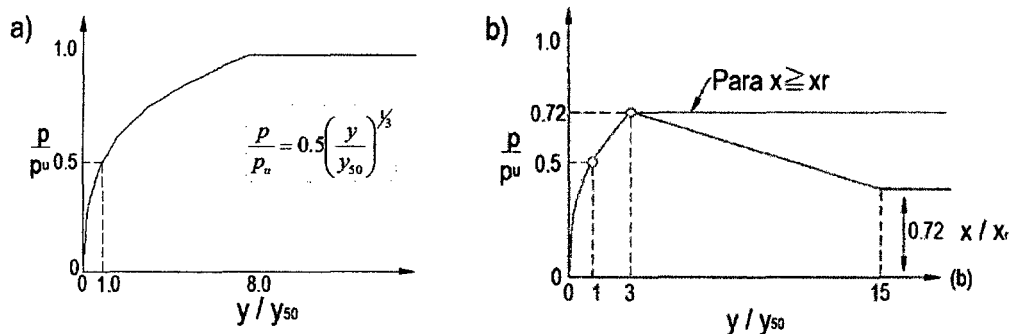


Figura 2.32. Curva característica p - y en arcillas blandas no sumergidas:
a) Carga estática de corta duración y b) Carga cíclica en arcillas blandas

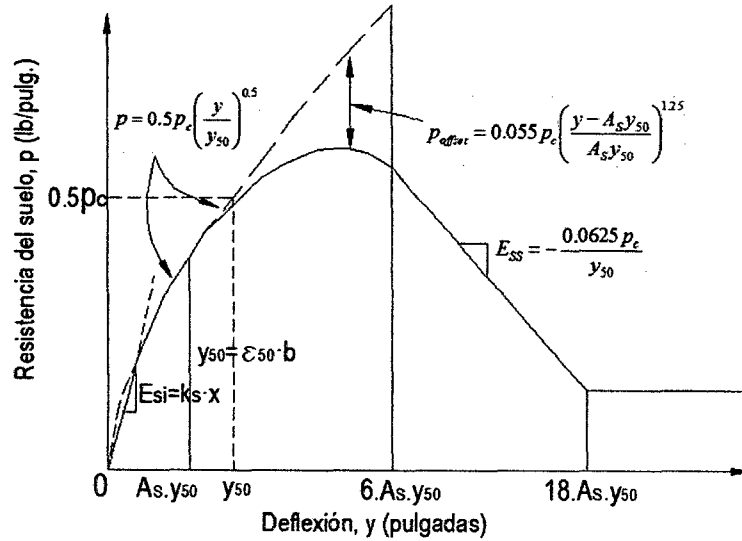


Figura 2.33. Curva característica p-y en caso de carga estática de corta duración en arcillas duras sumergidas.

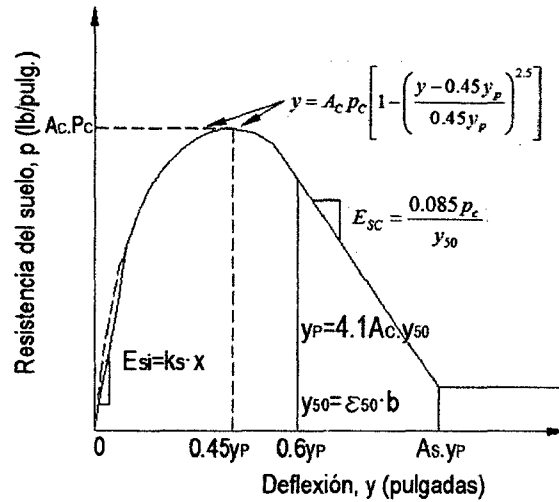


Figura 2.34. Curva característica p-y: carga cíclica en arcillas duras sumergidas.

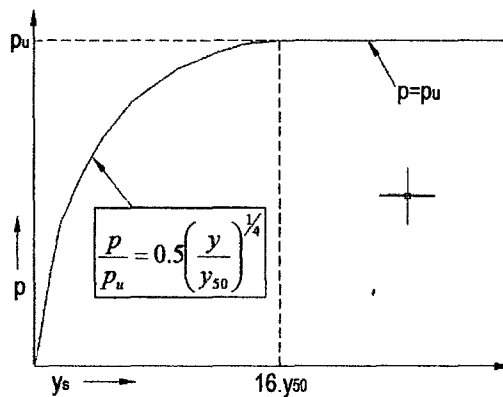


Figura 2.35. Curva característica p-y en caso de carga estática de corta duración en arcillas duras no sumergidas (Welch y Reese, 1972).

Curvas p-y en arcillas duras bajo acción de carga cíclica

Para obtener la curva p-y para carga cíclica se seguirán los tres primeros pasos de la carga estática, a partir de allí se seguirán las siguientes recomendaciones:

1. Tomar un valor apropiado de A_c y calcular

$$y_p = 4.1A_c y_{50} \quad \text{Ecuación 2.115}$$

2. El primer segmento parabólico inicia cuando se intersecta con la parte lineal inicial de la curva ($p = (kx)y$) hasta el valor de deflexión $y = 0.6y_p$.

Se define por la expresión:

$$y = A_c p_c \left[1 - \left(\frac{y - 0.45y_p}{0.45y_p} \right)^{2.5} \right] \quad \text{Ecuación 2.116}$$

3. La sección siguiente de la curva p-y es lineal y se extiende entre los valores de la deflexión $y = 0.6y_p$ y $y = 1.8y_p$. La expresión es:

$$p = 0.936A_c p_c - \frac{0.085}{y_{50}} p_c (y - 0.6y_p) \quad \text{Ecuación 2.117}$$

4. Finalmente, desde el punto donde $y = 1.8y_p$ en adelante, p será constante e igual a:

$$p = 0.936A_c p_c - \frac{0.102}{y_{50}} p_c y_p \quad \text{Ecuación 2.118}$$

En el caso que la Ecuación 2.76 no intersecte con la parábola siguiente o con ninguna de las otras curvas, no se podrán seguir los pasos indicados para obtener la curva p-y, sino que se tomará en cuenta la ecuación con la que se obtenga el menor valor de p para cualquier valor de y.

Arcillas duras sobre el nivel freático

El procedimiento y las recomendaciones para obtener la curva p-y se basan en ensayos a carga lateral in situ realizados en Houston en pilotes excavados de 0.91 m (36 pulg.) de diámetro con instrumentación interna y embebido en el terreno una longitud de 12.80 m de resistencia cortante no drenada promedio de la arcilla antes de los 20 pies de profundidad de aproximadamente 105.3 KPa (2200 libras/pie²), realizados e interpretados por Welch y Reese (1972) y Reese y Welch (1975).

Carga Estática

1. Calcular la resistencia cortante no drenada c , el peso específico del suelo γ' , el diámetro del pilote B y ε_{50} . Si no se cuenta con gráficos esfuerzo-deformación se puede tomar el valor ε_{50} de la Tabla 2.11 para arcillas de consistencia media a dura.
2. Calcular la resistencia última del suelo por unidad de longitud del pilote que es el menor valor de las expresiones:

$$p_u = 9 \cdot c \cdot b \quad \text{Ecuación 2.119}$$

$$p_u = c \cdot b \cdot \left(3 + \frac{\gamma'}{c} x + \frac{J}{b} x \right) \quad \text{Ecuación 2.120}$$

Si se utiliza la ecuación 2.87 c será la resistencia promedio del suelo por encima de x y $J = 0.5$. El valor de γ' es del suelo a la profundidad x . Calcular la deflexión y_{50} con la Ecuación 2.70.

3. La curva p-y para deflexión menor a $16 \cdot y_{50}$ se describe con la expresión:

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/4} \quad \text{Ecuación 2.121}$$

A partir de la deflexión $y = 16 \cdot y_{50}$, el valor de p es constante: $p = p_u$.

Carga Cíclica

1. Calcular la curva p-y para caso de carga estática y determinar el número de veces que se aplicará la carga.
2. Obtener el valor de C para distintos valores de p/p_u ,

$$C = 9.6 \left(\frac{p}{p_u} \right)^4 \quad \text{Ecuación 2.122}$$

C es un parámetro obtenido empíricamente por Welch y Reese (1972) que describe el efecto de la repetición de la carga en la deformación,.

3. Graficar las sucesivas curva p-y para la N-repetición, donde la deflexión y correspondiente a cada valor de p se reduce de acuerdo a:

$$y_c = y_s + y_{50} \cdot C \cdot \log N \quad \text{Ecuación 2.123}$$

Donde:

y_c = Deflexión para el ciclo de carga número N.

y_s = Deflexión para una carga estática de corta duración.

y_{50} = Deflexión para carga estática de corta duración y $p = 0.5p_u$.

N = Número de ciclo de carga.

c) Método de la teoría de elasticidad: Poulos (1971) y Poulos y Davis (1980)

Este modelo es teóricamente más realista que la teoría de la reacción de la subrasante, ya que modela el suelo como un medio elástico continuo. Sin embargo existe incertidumbre sobre el valor apropiado del módulo de elasticidad del suelo E_s . Dependiendo del tipo de material el valor del E_s será variable a lo largo del pilote (profundidad del suelo) o constante, dependiendo del tipo de suelo. A continuación se describe ambos casos.

Suelos no cohesivos

En este caso se asume que módulo del suelo E_s varía linealmente con la profundidad de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E_s = N_h \cdot x \quad \text{Ecuación 2.124}$$

Donde N_h es análogo al n_h del módulo de reacción de la subrasante. Este método es también aplicable para arcillas normalmente consolidadas. Poulos y Davis (1980) encontraron las expresiones para obtener la deflexión al nivel del terreno y_g en pilotes con cabezal restringido y libre.

- **Pilotes de cabezal libre.** El desplazamiento del eje del pilote en la superficie del terreno ($x=0$) es:

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h L^2} \left(I'_{pH} + \frac{e}{L} I'_{pM} \right) \div F'_p \quad \text{Ecuación 2.125}$$

- **Pilotes de cabezal restringido.** El desplazamiento del eje del pilote en la superficie del terreno es:

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h L^2} I'_{pF} / F'_{pF} \quad \text{Ecuación 2.126}$$

Donde:

y_g = Deflexión del pilote en la superficie del terreno.

Q_g = Fuerza cortante en la superficie del terreno.

N_h = Factor de incremento del módulo elástico.

L = Longitud del pilote.

I'_{pH} = Factor de influencia de Q_g en la deflexión del pilote.

I'_{pM} = Factor de influencia del momento.

F'_p = Coeficiente de influencia.

Los valores se obtienen de ábacos en función de $K_N = E_p I_p / N_h L^5$. El uso de programas informáticos de métodos de elementos finitos ha sustituido el uso de ábacos.

d) Método unificado para arcillas sumergidas

Sullivan (1977) en base a los experimentos realizados para la obtención de los anteriores métodos y tomando en cuenta que no delimitan con exactitud cuándo es una arcilla blanda o rígida, desarrolló recomendaciones para obtener curvas p-y en arcillas, con las que obtuvo una buena aproximación a los resultados empíricos de Matlock (1970) y Reese, Cox y Koop (1975).

Procedimiento para carga estática

1. Obtener los valores de resistencia cortante no drenada c , el peso específico del suelo seco γ' , y de ε_{50} . Si no se cuenta con valores de ε_{50} , se puede utilizar valores tabulados.
2. Calcular c_a y $\bar{\sigma}'$ para profundidades $x < 12b$, y p_u de las expresiones:

$$\text{Si } x < 12B \rightarrow p_u = \left(2 + \frac{\bar{\sigma}'_v}{c_a} + 0.833 \frac{x}{b} \right) c_a \cdot b \quad \text{Ecuación 2.127}$$

$$\text{Si } 3B < x < 12B \rightarrow p_u = \left(3 + 0.5 \frac{\bar{\sigma}'_v}{c_a} \right) c_a \cdot b \quad \text{Ecuación 2.128}$$

$$\text{Si } x > 12B \rightarrow p_u = 9 \cdot c \cdot b \quad \text{Ecuación 2.129}$$

Para calcular los puntos de la curva p-y es necesario calcular los parámetros adimensionales A y F, determinados empíricamente para los ensayos de carga de Sabine y Manor, en la Tabla 2.13.

Tabla 2.13. Parámetros A y F del método unificado en arcillas.

Descripción de la arcilla	A	F
Río Sabine: Arcilla inorgánica intacta $c = 300 \text{ lb/pie}^2 / 14 \text{ KPa}$ $W_L = 92$ $\varepsilon_{50} = 0.7\%$ $IP = 68$ $O_R = 1$ $S_T = 2$ $IL = 1$	2.5	1.0
Manor: Arcilla inorgánica muy fisurada $c = 2400 \text{ lb/pie}^2 / 115 \text{ KPa}$ $W_L = 77$ $\varepsilon_{50} = 0.5\%$ $IP = 60$ $O_R > 10$ $S_T = 1$ $IL = 0.2$	0.35	0.50

Los parámetros A y F para otras arcillas se determinan por comparación de los parámetros de clasificación y diseño del suelo, c , ε_{50} , O_R , S_T , grado de fisuramiento, W_L , IP e IL con los de las arcillas de Sabine y Manor. Si las propiedades son similares se pueden utilizar los mismos valores de A y F, en caso contrario se debe estimar un valor aproximado de A y F en base a la experiencia y criterio del ingeniero.

3. Calcular $y_{50} = A \cdot \varepsilon_{50} \cdot b$ y obtener $(E_S)_{\max}$. Si no se cuenta con datos exactos puede tomar como referencia la ecuación $(E_S)_{\max} = kx$ o la Tabla 2.14.

Tabla 2.14. Valores de $(E_S)_{\max}$ en método unificado.

c (Lb/pie ²)	c (kPa)	k (Lb/pulg ³)
250 – 500	12 – 24	30
500 – 1000	24 – 48	100
1000 – 2000	48 – 100	300
2000 – 4000	100 – 200	1000
4000 – 8000	200 – 400	3000

4. La curva p-y tendrá el siguiente comportamiento:

$$0 < y < y_g \quad \rightarrow \quad p = (E_S)_{\max} y \quad \text{Ecuación 2.130}$$

$$y_g < y < 8y_{50} \rightarrow p = 0.5p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad \text{Ecuación 2.131}$$

$$8y_{50} < y < 30y_{50} \rightarrow p = p_u + \left(\frac{p_R - p_u}{22y_{50}} \right) (y - 8y_{50}) \quad \text{Ecuación 2.132}$$

$$y > 30y_{50} \rightarrow p = p_R \quad \text{Ecuación 2.133}$$

$$\text{Dónde: } p_R = p_u \left(F + (1-F) \frac{x}{12b} \right) \text{ y } p_R \leq p_u. \quad \text{Ecuación 2.134}$$

Procedimiento para carga cíclica

La curva p-y será igual a la anterior hasta el punto donde $y = y_g$. Es

necesario calcular $p_{CR} = 0.5p_u \left(\frac{x}{12b} \right)$, siempre que $\left(\frac{x}{12b} \right) \leq 1$. Luego:

$$y_g < y < y_{50} \rightarrow p = 0.5p_u \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad \text{Ecuación 2.135}$$

$$y_{50} < y < 20y_{50} \rightarrow p = 0.5p_u + \frac{p_{CR} - 0.5p_u}{19y_{50}} (y - y_{50}) \quad \text{Ecuación 2.136}$$

$$y > 20y_{50} \rightarrow p = p_{CR} \quad \text{Ecuación 2.137}$$

Si el primer segmento lineal de la curva p-y no se intersecta con el siguiente segmento parabólico y con ningún otro segmento subsiguiente, la curva p-y estará definida por $p = (E_S)_{\max} y$ tanto para carga estática como cíclica.

Los ensayos recomendados en casos de arcillas blandas o duras sumergidas por Matlock (1971) son:

- Ensayo de veleta in situ con un muestreo para clasificación del suelo.
- Ensayo triaxial UU con σ_1 igual a la presión de sobreconsolidación con c equivalente a la mitad de la máxima diferencia de esfuerzos $(\sigma_3 - \sigma_1)$.
- Ensayos de veleta en miniatura en muestras entubadas.
- Ensayo de compresión no confinada.
- Determinación del peso unitario del suelo.

e) Modelos para determinar la resistencia última del suelo

Los modelos siguientes describen de manera aproximada como se desarrolla la resistencia última del suelo en zonas cercanas a la superficie del terreno.

Arcillas saturadas (Reese 1958)

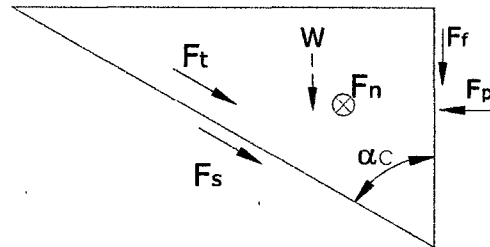
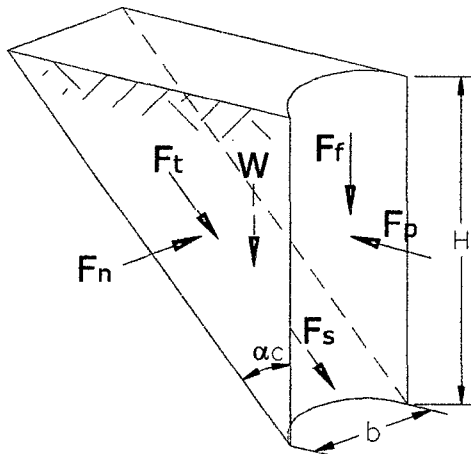


Figura 2.36.a. Forma de la falla pasiva tipo cuña en arcillas

Figura 2.36.b. Fuerzas actuantes en la cuña.

2.36. Forma de la falla pasiva tipo cuña en arcillas.

En la gráfica 2.33 la fuerza F_p es:

$$F_p = c_a BH(\tan(\alpha_c) + (1 + K)\cot(\alpha_c)) + \frac{1}{2} \gamma BH^2 + c_a H^2 + \sec(\alpha_c) \quad \text{Ecuación 2.138}$$

Donde:

B = diámetro del pilote.

c_a = resistencia cortante no drenada promedio.

K = factor de reducción de c_a debido al esfuerzo de deslizamiento entre el pilote y la arcilla dura.

γ = peso unitario promedio del suelo.

Primero se deriva la expresión respecto a α y se reemplaza los valores $K=0$ y $\alpha = 45^\circ$. Derivando la expresión resultante respecto a H , se obtiene la expresión que permite obtener la resistencia última:

$$(p_U)_{ca} = 2c_a \cdot B + \gamma \cdot B \cdot H + 2.83c_a \cdot H \quad \text{Ecuación 2.139}$$

Pero a cierta distancia por debajo de la superficie del terreno el suelo fluirá, por lo que los bloques 1, 2, 4 y 5 de la Figura 2.34 fallarán por corte y el bloque 3 por deslizamiento. La condición de esfuerzos del sistema se diagrama en la Figura

2.35 (a). Finalmente del diagrama de cuerpo libre en la Figura 2.35 (b) obtenemos:

$$(p_U)_{cb} = 11 \times c_b \quad \text{Ecuación 2.140}$$

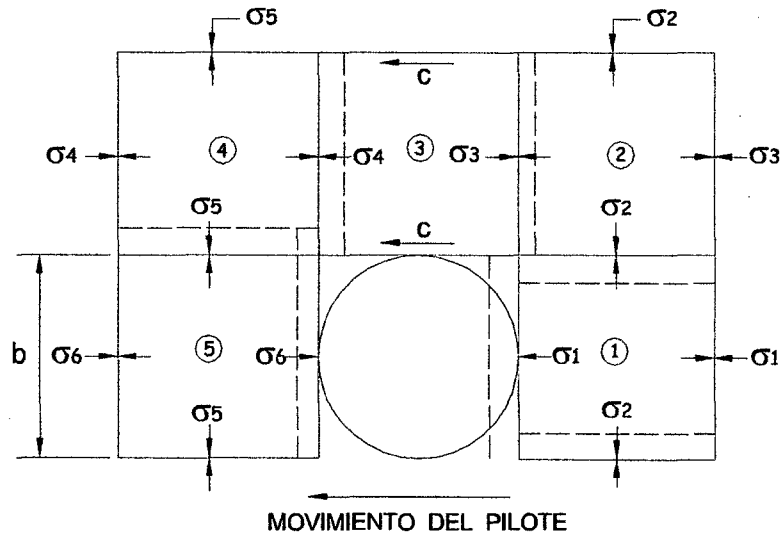


Figura 2.37. Flujo de desplazamiento de bloques en arcillas saturadas.

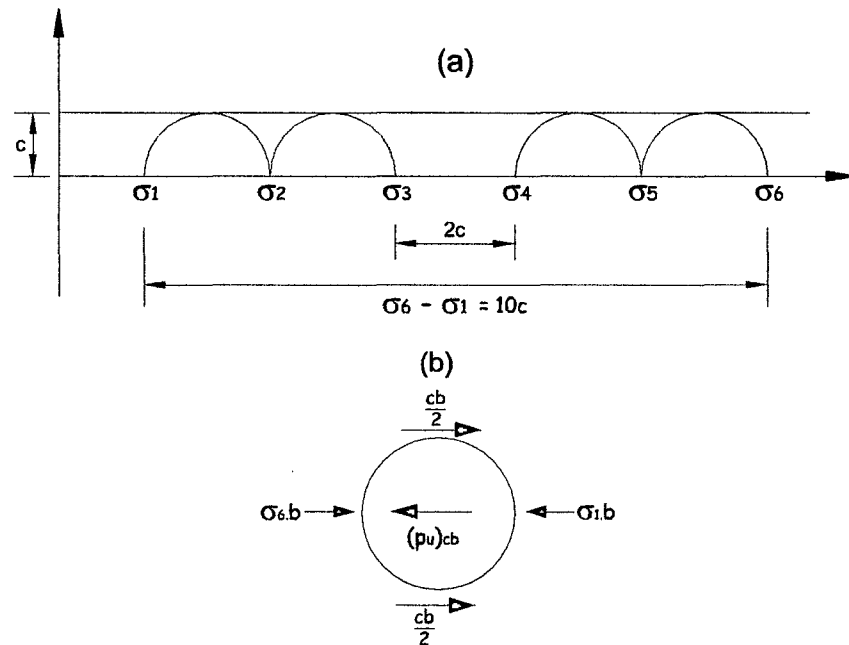


Figura 2.38. Diagrama de cuerpo libre y diagrama de Mohr en arcillas saturadas.

La solución simultánea de las ecuaciones 2.95 y 2.96 brinda la profundidad H a la que la falla cambia de tipo cuña a tipo “flujo alrededor” (flow-around).

Arenas (Reese, Cox y Koop, 1974)

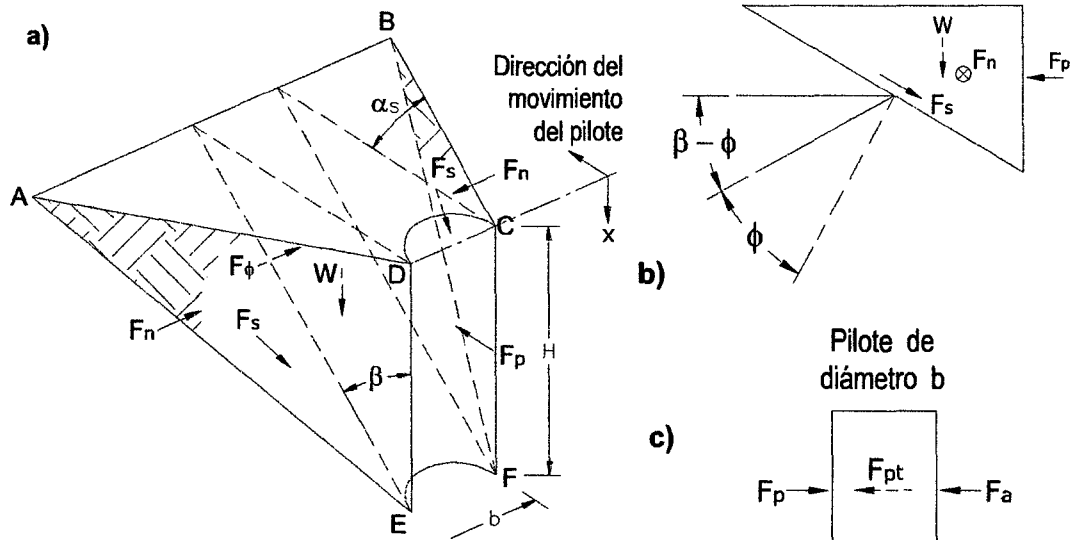


Figura 2.39. a) Esquema 3D de la falla pasiva tipo cuña en arenas, b) Fuerzas que actúan en la cuña, c) Fuerzas en el pilote.

La fuerza lateral F_{pt} (Figura 2.36 c) se calcula utilizando la teoría de Rankine, restando la fuerza activa F_a a la fuerza pasiva F_p . La fuerza F_p se obtiene suponiendo que no hay fricción entre el suelo y el pilote, además que ocurre la falla de Mohr-Coulomb en los planos ADE, BCF y AEFB (Figura 2.36 a), cuyas direcciones de fuerzas se observan en la Figura 2.36 (b). De ello se obtiene:

$$F_{pt} = \gamma \cdot H^2 \left[\frac{K_o \cdot H \tan(\phi) \cdot \text{sen}(\phi)}{3 \tan(\beta - \phi) \cdot \cos(\alpha_s)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} \left(\frac{B}{2} + \frac{H}{3} \tan(\beta) \cdot \tan(\alpha_s) \right) + \frac{K_o \cdot H \cdot \tan(\beta)}{3} (\tan(\phi) \text{sen}(\beta) - \tan(\alpha_s)) - \frac{K_a \cdot B}{2} \right] \quad \text{Ecuación 2.141}$$

Donde:

K_o = coeficiente de presión pasiva.

K_a = coeficiente mínimo de presión activa.

Derivando la expresión de F_{pt} , la reacción del suelo por longitud de pilote es:

$$(p_u)_{sa} = \gamma H \left[\frac{K_o \times H \tan(\phi) \text{sen}(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cos(\alpha_s)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} (B + H \tan(\beta) \tan(\alpha_s)) + K_o \times H \tan(\beta) (\tan(\phi) \text{sen}(\beta) - \tan(\alpha_s)) - K_a \times B \right] \quad \text{Ecuación 2.142}$$

Bowman (1958) sugiere valores de α_s de $\phi/3$ a $\phi/2$ para arenas suelta y para arenas densas mayores a ϕ . El valor $\beta = 45 + \phi/2$.

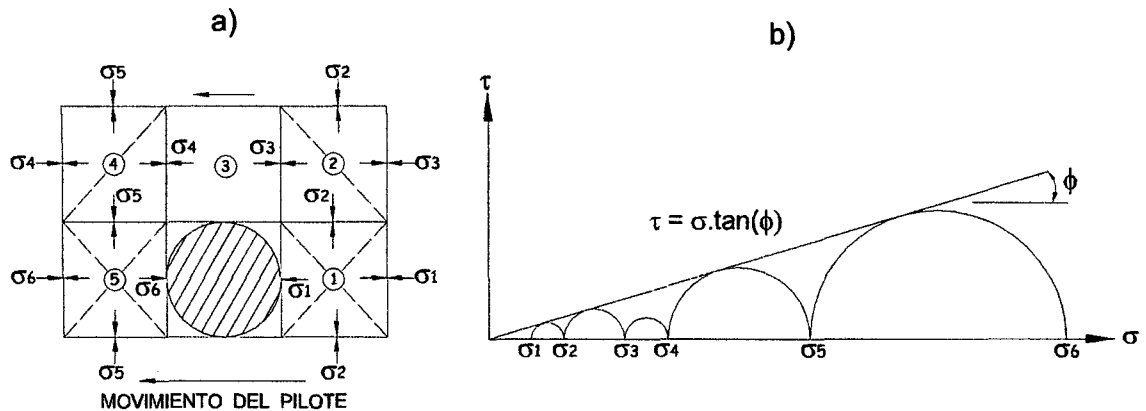


Figura 2.40. Modo de falla por flujo lateral del suelo (arena) alrededor del pilote: a) Sección del pilote en planta; b) Diagrama Mohr-Coulomb del estado de esfuerzos del suelo alrededor del pilote.

En el modelo bidimensional (Figura 2.37 a) la fuerza σ_1 debe ser igual o mayor que la mínima fuerza de presión activa, sino el suelo fallara por derrumbe. Entonces la resistencia del suelo al flujo horizontal del suelo alrededor del pilote será:

$$(p_u)_{sb} = K_a \cdot B \cdot \gamma \cdot H (\tan^2(\beta) - 1) + K_o \cdot B \cdot \gamma \cdot H \tan(\phi) \tan^4(\beta) \quad \text{Ecuación 2.143}$$

De la solución simultánea de las ecuaciones se obtiene la profundidad aproximada (H) donde el tipo de falla del suelo cambia de tipo cuña a fluir alrededor del pilote.

2.5 GRUPO DE PILOTES BAJO ACCIÓN DE CARGA HORIZONTAL

2.5.1 Suelos no cohesivos

La interacción entre los pilotes y el suelo circundante disminuye la eficiencia individual de cada pilote, obteniéndose una resistencia final del grupo de pilotes menor a la suma de las resistencias individuales de cada pilote. Ensayos en grupos de pilotes determinaron que las distancias mínimas entre centros de pilotes para que se comporten de manera individual son: en dirección de la carga lateral 6 a 8 veces el diámetro (B) del pilote (Prakash, 1962) y en la dirección perpendicular a la carga lateral por lo menos 2.5B (Prakash, 1981). La capacidad de carga de un grupo de pilotes viene a ser la suma de las capacidades individuales de cada pilote calculados en base al valor reducido de n_h o k, de

acuerdo al factor de reducción de grupo (Davisson 1970, Recomendado por el Canadian Foundation Engineering Manual 2006 y NAVFAC, DM 7.02).

Tabla 2.15. Factor de reducción de grupo (Davisson, 1970).

Distancia entre centros de pilote en dirección de la carga lateral	Factor de reducción de grupo n_h o k
3B	0.25
4B	0.40
6B	0.70
8B	1.00

Se reducirá el valor de n_h cuando el módulo de reacción del suelo varía con la profundidad y k cuando el módulo del suelo es constante.

2.5.2 Suelos cohesivos

Como para el caso de suelos no cohesivos se utilizará el concepto de eficiencia de grupo G_e . La resistencia última de un grupo de pilotes G_e se calcula de la siguiente expresión:

$$(Q_u)_G = G_e \cdot n \cdot Q_u \quad \text{Ecuación 2.144}$$

Donde n es el número de pilotes del grupo, Q_u la resistencia última de un solo pilote. Prakash y Sarah (1967) ensayaron modelos de grupos de pilotes en arcillas y obtuvieron valores de G_e que pueden utilizarse en la Ecuación 2.111. Los pilotes ensayados tuvieron una relación $L/B = 32$ y fueron grupos de 2x2 y 3x3 pilotes. Llegaron a la conclusión que los grupos de 3x3 son menos eficientes que los 2x3, además que el valor de G_e castiga más a la resistencia última en comparación al caso de suelos no cohesivos. Los valores de G_e recomendados están en la Tabla 2.16.

Tabla 2.16. Coeficiente de Eficiencia de Grupo en suelos cohesivos.

S/B	G_e		
	Grupo 2x2	Grupo 3x3	Recomendado
3	0.42	0.39	0.40
3.5	0.50	0.42	0.45
4.0	0.57	0.44	0.50
4.5	0.61	0.47	0.55
5.0	0.63	0.48	0.55
6.0	--	--	0.65
8.0	--	--	1.00

Donde:

S = Distancia entre centros de pilotes.

B = Diámetro o ancho del pilote.

Como G_e para valores mayores a S/B=5, se puede utilizar un valor de 0.65 hasta S/B=6. Para valores de S/B≥8, G_e es igual a la unidad.

2.5.3 Métodos aproximados

Se han formulado soluciones aproximadas para obtener la resistencia y deformación última de un grupo de pilotes, mas no se utilizan con frecuencia debido a la existencia de pocos ensayos en escala real de grupo de pilotes que les den confiabilidad. Se expondrán dos métodos aproximados. El primer método se basa en la combinación de los métodos de elasticidad y p-y.

- Aproximación de Poulos (1971) y Focht-Koch (1973)

Se supone un comportamiento elástico del suelo, por lo que el método tiene limitaciones. Todos los pilotes soportan la misma carga, por lo que la carga de cada pilote es igual a Q_G entre el número de pilotes. La deflexión y carga de cada pilote del grupo se obtiene de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$\rho_k = \rho_F \sum_{i=1, j \neq k}^m (Q_j \times \alpha_{\rho Fkj} + Q_k) \quad \text{Ecuación 2.145}$$

Donde:

ρ_k = Deflexión del pilote k.

ρ_F = Deflexión de un pilote individual bajo la acción de la carga correspondiente a un pilote del acuerdo al método elástico de Poulos.

Q_j = Carga lateral en el pilote j.

$\alpha_{\rho^{Fkj}}$ = Coeficiente de influencia del pilote j en el pilote k. En este caso ejemplo el sufijo F se refiere al caso de cabeza empotrada.

Q_k = Carga lateral en el pilote k.

m = Número de pilotes en el grupo.

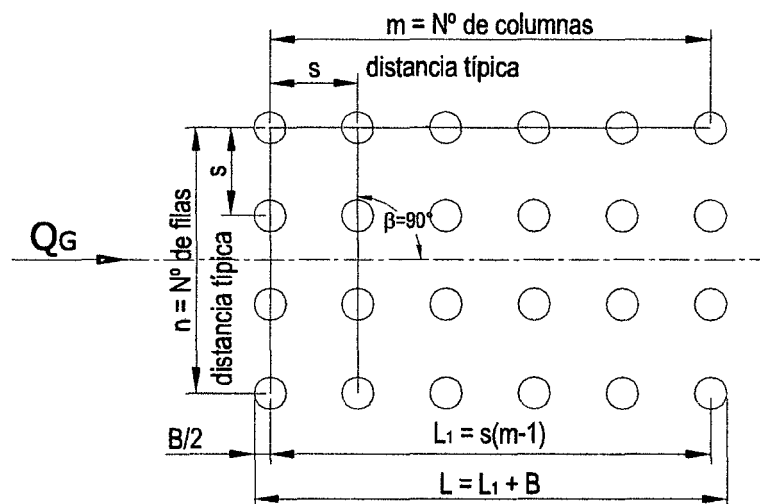
Si Q_G es la carga lateral que resiste el grupo de pilotes entonces:

$$Q_G = \sum_{j=1}^m Q_j \quad \text{Ecuación 2.146}$$

Cuando el grupo de pilotes está empotrado en un cabezal de manera que todos los pilotes se deflecten en igual magnitud, entonces la deflexión del grupo de pilotes será $y_G = \rho_k$.

Poulos (1971) desarrollo ábacos para obtener $\alpha_{\rho^{kj}}$ suponiendo un valor de μ de 0.5. Los valores de ingreso al ábaco son L/B , s/B , β y K_R , donde L es la longitud del pilote, B el diámetro, s la distancia entre centros de los pilotes y β el ángulo que forma la línea de aplicación de la carga con la línea que contiene a los dos pilotes y

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad \text{Ecuación 2.147}$$



Figuras 2.41. Diagrama de grupo de pilotes 6x4 para método de Poulos.

Focht y Koch (1973) para salvar las limitaciones del método de aproximación elástica propusieron una modificación que combina el método de Poulos añadiendo un factor de rigidez relativa R , que es la razón entre la deflexión de un pilote en la línea de lodo obtenido por el método p-y y la deflexión ρ obtenida del método de Poulos y un comportamiento elástico del suelo.

- Método de “un pilote”

Considera que el suelo se desplaza de la misma manera que los pilotes, por lo que el grupo de pilotes y el suelo se reemplazan, con fines de cálculo, por un solo pilote de gran diámetro. El procedimiento es:

1. Se traza la poligonal de menor perímetro que encierre todos los pilotes del grupo en su vista en planta.
2. El diámetro del pilote equivalente será el de la circunferencia de igual perímetro que la poligonal.
3. La rigidez del grupo de pilotes es la suma de las rigideces de cada uno de los pilotes, suponiendo que todos los pilotes se deflectan una misma cantidad, que será igual a la deflexión del grupo de pilotes. A criterio del ingeniero se tomará en consideración la variación de longitud de los pilotes.

Se analizará el pilote equivalente y se tomará en cuenta la suma de fuerzas aplicadas en el cabezal del pilote. La fuerza cortante y los momentos se distribuirán en los pilotes de acuerdo a su rigidez. Finalmente se debe comparar el valor obtenido de resistencia última del pilote equivalente con la suma de las capacidades de carga de los pilotes; si la eficiencia de grupo es mayor que uno se deben revisar los cálculos.

2.6 ANÁLISIS DE PILOTES EN UN PERFIL ESTRATIFICADO

Es frecuente que el pilote se instale en un suelo estratificado, con intercalación de capas de suelos cohesivos y no cohesivos. Existen distintos métodos y recomendaciones para el cálculo de curvas p-y con el fin que representen de manera apropiada la condición de no homogeneidad. Se describe aquí solo el método de Georgiadis (1983).

2.6.1 Resistencia última: Método de Georgiadis (1983)

Para calcular la resistencia última de pilotes en suelos estratificado utilizando el método p-y se expondrá el método de Georgiadis (1983). Si el suelo estratificado se encuentra dentro de la zona donde se desarrolle una cuña, es necesario hacer modificaciones con el fin de obtener un valor de resistencia última p_u , lo que traerá modificaciones a las curvas p-y de estos estratos.

El método se basa en obtener espesores "equivalentes" de los estratos inferiores al estrato superficial. En el estrato superficial se determinará la curva p-y de acuerdo a las recomendaciones para un suelo homogéneo.

El espesor equivalente H_2 (del estrato inferior) se obtiene integrando la resistencia última del estrato superior e igualando este valor a la integral de un material de propiedades del estrato inferior del que se desea obtener H_2 .

$$\int_0 H_1 p_{u1} dH = F_1 \quad \text{y} \quad F_1 = \int_0 H_2 p_{u2} dH \quad \text{Ecuación 2.148}$$

Con el valor H_2 de espesor equivalente y las propiedades del segundo estrato del suelo se obtiene la curva p-y del segundo estrato.

2.7 APLICACIÓN DEL SISTEMA "LRFD" EN EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES

Generalmente cuando se diseñan resistencias de estructuras o valores de capacidades portantes del suelo se utiliza la metodología de diseño por **esfuerzo admisible**. En este caso se divide a la resistencia nominal o última de la estructura entre un factor de seguridad (FS) y se obtiene la resistencia admisible del suelo, que debe ser menor que la carga aplicada por la estructura.

$$Q \leq Q_{adm} = \frac{R_n}{FS} = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad \text{Ecuación 2.149}$$

Si se aplica al caso de pilotes, la carga última del suelo vendría a ser el valor de resistencia portante obtenido por las metodologías descritas en los anteriores acápite. La función del FS es salvar la posibilidad que la metodología de diseño falle por incertidumbres propias del desconocimiento de la naturaleza por parte de la ciencia y la ingeniería, sin diferenciar que factor específico pueda generar mayor o menor imprecisión.

Otra metodología utilizada generalmente en estructuras y en el caso de suelos para el control de asentamientos y con menor frecuencia para la capacidad portante es la de **estado límite**. La resistencia factorada debe ser mayor o igual a las cargas factoradas. El cálculo de asentamiento se basa en el estado límite de serviciabilidad, tal que la deformación debe ser menor o igual a la deformación tolerable que permita la serviciabilidad de la estructura.

La filosofía del “Diseño con Factores de Carga y Resistencia” (**LRFD**) utilizada en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2010), es poder controlar las incertidumbres de las cargas y de las resistencias por separado, mediante factores independientes, incrementándose las cargas y reduciendo las resistencias con el fin de obtener diseños más eficientes.

$$R_{fact} = \phi \cdot R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i = Q_{fact} \quad \text{Ecuación 2.150}$$

Donde ϕ , γ_i y η_i son factores de resistencia, de carga y modificadores de carga respectivamente, R_{fact} es la resistencia factorada, y Q_{fact} la carga factorada.

Los beneficios de la aplicación del sistema de diseño LRFD en el diseño de pilotes son (NCHRP, Load and Resistance Factor Design for Deep Foundations):

- Disminución de costos e incremento de confiabilidad del pilote.
- Tratamiento más riguroso y racional de las incertidumbres de diseño.
- Promueve el desarrollo de sistemas de control de procesos (diseño y construcción) por métodos probabilísticos estimulando el estado del arte del diseño y análisis de pilotes.
- Los factores por separado permiten una más fácil inclusión de nuevas metodologías de diseño, materiales y conceptos.

Sin embargo, la “National Cooperative Highway Research Program” (2004) menciona que los factores de resistencia del LRFD no toman en cuenta las incertidumbres propias de un estudio geotécnico como son la metodología de diseño, caracterización del suelo, comportamiento del suelo (representado por parámetros) y calidad en el proceso constructivo, por lo que propone la utilización de un factor ξ .

$$\xi \cdot \phi \cdot R > \gamma \cdot L \quad \text{Ecuación 2.151}$$

$$\xi = \xi_1 \xi_2 \xi_3 \xi_4 \leq \xi_{limit}$$

ξ_1 = Factor de variabilidad de condiciones del suelo.

ξ_2 = Factor de calidad de estimación de parámetros del suelo.

ξ_3 = Factor de ajuste del control de calidad durante la construcción.

ξ_4 = Factor en base a la experiencia constructiva y antecedentes del sitio.

ξ_{limit} = Valor máximo.

Especificaciones de diseño de puentes por el LRFD – AASHTO

a) Factores de carga: En el caso de fuerzas de sismo se supone que actúan a lo largo de los ejes transversal (y) y longitudinal (x) del puente, diseñándose la estructura con el Q_{fact} crítico. Para el diseño de pilotes la carga se vuelve crítica cuando el sismo actúa en la dirección transversal del puente.

$$Q_{yfact} = 1.25 DC + 1.5 DW + 1.5 ES + \frac{EQ_y + 0.3EQ_x}{R} \quad \text{Ecuación 2.152}$$

Donde:

DC: Peso propio.

DW: Peso de la carpeta de rodadura, asfalto.

ES: Sobrecarga de suelo.

EQ: Fuerzas de sismo, EQ_y en dirección transversal y EQ_x en dirección longitudinal del puente.

b) Factores de resistencia: Los factores de resistencia de las especificaciones para el diseño de pilotes en el AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2010) son para pilotes cargados axialmente pero pueden extenderse al caso de pilotes cargados lateralmente. Los factores de resistencia dependen del tipo de pilotes, dividiéndose en:

- Pilotes hincados: El factor de resistencia ϕ de un pilote para el cálculo de la capacidad portante no depende solo de la metodología de diseño y del tipo de suelo sino también del tipo control de instalación del pilote o ensayo de verificación de capacidad de carga, representado por un factor λ_v . En el caso de cálculo por falla de bloque, resistencia a la tracción de un pilote o grupo de pilotes no se aplica el factor λ_v .

- Pilotes excavados: En este caso el factor de resistencia ϕ del pilote para el cálculo de la capacidad portante no se modifica por el método de comprobación de capacidad de carga o control de instalación del pilote.

Estos factores se encuentran en el Anexo A.

CAPÍTULO III

PRUEBA DE CARGA HORIZONTAL DE PILOTE EN ARENA

3.1 OBJETIVO

Realizar pruebas de carga horizontal en un pilote de policloruro de vinilo (PVC) instrumentado con galgas extensométricas (strain gauges) y guías para el inclinómetro prototipo del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC), con la finalidad de medir deformaciones flectoras y desplazamiento horizontal a lo largo del eje del pilote. Estos resultados serán contrastados con el modelo teórico.

3.2 DESCRIPCIÓN DEL PILOTE

3.2.1 Material y dimensiones

Se escogió utilizar como pilote un tubo de policloruro de vinilo (PVC) de la marca comercial Tuboplast(R) clase 15 para conducción de fluidos a presión. Se escogió el material PVC debido a:

- La fácil maniobrabilidad de la tubería (baja densidad).
- Tener un bajo módulo de elasticidad, que permite obtener una flexión medible con cargas menores a la del acero por ejemplo.
- La tubería de PVC rígido puede alcanzar valores de flexión medibles sin modificar su área transversal ni módulo de elasticidad.
- El PVC rígido es mecánicamente estable en comparación a otros plásticos.
- El PVC puede ser perforado o cortado con facilidad, además de contar con accesorios si fuera necesario.

Las Tablas 3.1 y 3.2 enumeran las características de la tubería.

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas del PVC rígido de Tuboplast.

Características mecánicas	Norma técnica	Unidades
Tensión de diseño	NTP ISO 4422	100 kgf/cm ²
Resistencia a la tracción	UNE-53-112	450 - 560 kgf/cm ²
Módulo de elasticidad		30000 kgf/cm ²
Resiliencia	DIN 53453	> 25 kJ / mm ² a + 23° C > 7 kJ / mm ² a 0° C
Coefficiente de fricción		E=0,009 Manning C= 150 Hazen y Williams
Peso específico		1,43 g/cm ²

Tabla 3.2. Características del pilote.

Propiedad	Cantidad
Diámetro exterior (cm)	11,4
Espesor de pared (cm)	0,8
Diámetro interior (cm)	9,8
Área (cm ²)	26,64
Momento de inercia (cm ⁴)	376,3
Módulo resistente (cm ³)	66,02

3.3 INSTRUMENTACIÓN DEL PILOTE

Al tubo se añadió lo siguiente:

- Cuatro guías de aluminio para la utilización del inclinómetro-IIFIC (Figura 3.2 a).
- Diez "strain gauge" de lámina en la cara exterior para medir la deformación unitaria de acuerdo a la Figura 3.3 a.
- Cables dobles soldados a los "strain gauges" que los conectarán con el transductor digital.
- Protección de los "strain gauges" contra la arena: esponja de alta densidad y varias capas de forro plástico para sujetar los cables.

3.3.1 Instrumentación con “strain gauge”

Se describe el fundamento de funcionamiento del “strain gauge” de lámina y el traductor utilizado para la recolección de datos.

a) Galga extensométrica de lámina

En inglés denominado “foil strain gauge” (Figura 3.1) es un extensómetro que mide la deformación de la superficie donde es adherido. Si bien existen galgas extensométricas de distintas configuraciones, la utilizada en este ensayo mide desplazamientos en una sola dirección.

b) Principio de funcionamiento:

La galga es una resistencia laminar fabricada de un material de resistividad y piezorresistividad conocida. La resistividad eléctrica (ρ) es la resistencia propia de cada material conductor al desplazamiento de electrones a través del material. La unidad de medida de la resistencia eléctrica es el ohmio por metro ($\Omega \cdot m$). La ecuación que relaciona la resistencia (R) y resistividad (ρ) es:

$$R = \rho \cdot \frac{l}{A} \quad \text{Ecuación 3.1}$$

Donde:

R : resistencia eléctrica (Ω).

ρ : Resistividad eléctrica ($\Omega \cdot m$).

l : Longitud del conductor (m).

A : Área de la sección transversal del conductor (m^2).

La piezorresistividad es la propiedad de ciertos materiales semiconductores a cambiar su resistividad eléctrica cuando se les aplica un esfuerzo mecánico y son deformados. La variación de la resistividad (ρ) se relaciona con la variación del volumen del conductor a través del factor “c” llamado la constante de Bridgman partiendo de la siguiente expresión:

$$\frac{d\rho}{\rho} = c \cdot \frac{dV}{V} \quad \text{Ecuación 3.2}$$

Para un conductor eléctrico cilíndrico de radio r y longitud l (un filamento):

$$V = \pi \cdot r^2 \cdot l \rightarrow \frac{dV}{V} = \frac{2dr}{r} + \frac{dl}{l} = -2 \cdot \nu \frac{dl}{l} + \frac{dl}{l} \rightarrow \frac{dV}{V} = \frac{dl}{l} (1 - 2 \cdot \nu)$$

La expresión final es:

$$\frac{d\rho}{\rho} = c \cdot \frac{dl}{l} \cdot (1 - 2 \cdot \nu) \quad \text{Ecuación 3.3}$$

Derivando la expresión 3.1 se obtiene lo siguiente:

$$dR = d\rho \frac{l}{A} + dl \frac{\rho}{A} - dA \frac{\rho l}{A^2}$$

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + \frac{dl}{l} - \frac{dA}{A} \quad \text{Ecuación 3.4}$$

Además:

$$\varepsilon_r = \frac{dr}{r} = -\nu \frac{dl}{l} = -\nu \cdot \varepsilon_l \quad \rightarrow \quad \varepsilon_r = -\nu \cdot \varepsilon_l$$

$$A = \pi \cdot r^2 \rightarrow dA = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot dr \rightarrow \frac{dA}{A} = \frac{2dr}{r} = 2 \cdot \varepsilon_r \quad \rightarrow \quad \frac{dA}{A} = -2 \cdot \nu \cdot \varepsilon_l$$

$$\varepsilon_r = \frac{dr}{r} = -\nu \frac{dl}{l} = -\nu \cdot \varepsilon_l \quad \rightarrow \quad \varepsilon_r = -\nu \cdot \varepsilon_l$$

Entonces la ecuación 3.4 se puede escribir:

$$\frac{dR}{R} = \frac{d\rho}{\rho} + \varepsilon_l + 2 \cdot \nu \cdot \varepsilon_l \quad \rightarrow \quad \frac{dR}{R} = c \cdot \varepsilon_l (1 - 2 \cdot \nu) + \varepsilon_l (1 + 2 \cdot \nu)$$

Donde:

ν : Módulo adimensional de Poisson.

ε_l y ε_r : Deformación unitaria longitudinal y radial, respectivamente.

$$\frac{dR}{R} = \varepsilon_l [1 + 2\nu + c(1 - 2\nu)] \rightarrow \frac{dR}{R \cdot \varepsilon_l} = [1 + 2\nu + c(1 - 2\nu)] = S \quad \text{Ecuación 3.5}$$

Donde S se denomina factor de sensibilidad del "strain gauge" que es, junto con la temperatura de trabajo, información determinante incluida en las especificaciones técnicas del "strain gauge".

$$\varepsilon_l = \frac{\Delta R}{R_0} \cdot \frac{1}{S} \quad \text{Ecuación 3.6}$$

En la Ecuación 3.6, R_0 es la resistencia en estado de reposo a 25°C con una alimentación a corriente constante. Los "strain gauges" utilizados en la instrumentación del pilote tienen un factor de sensibilidad de $S=10^6$. El valor susceptible a medición es la diferencia de potencial eléctrico (ΔV) que se expresa en voltios (V) y se relaciona con la resistencia por la Ley de Ohm:

$$R = \frac{V}{I} \quad \text{Ecuación 3.7}$$

Donde I es la intensidad de corriente eléctrica en amperios.

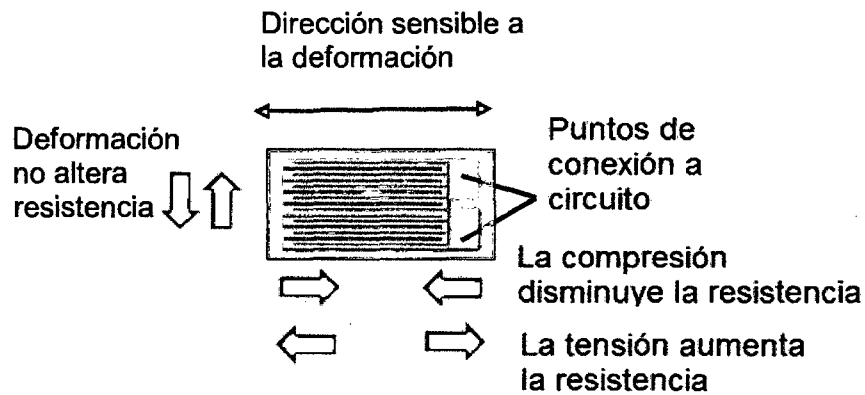


Figura 3.1. Diagrama de partes de la galga extensométrica utilizada en el ensayo.

c) Procesamiento de medidas

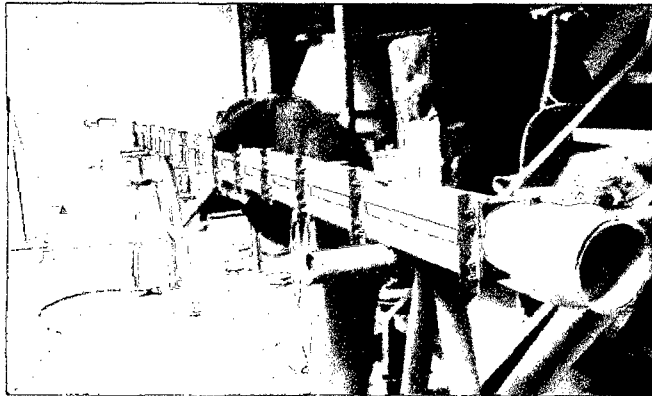
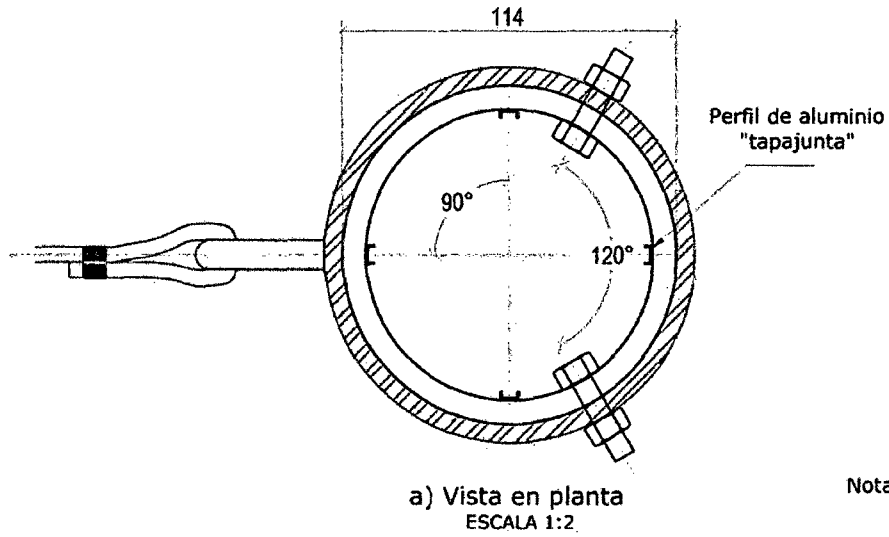
La deformación unitaria medida por el "strain gauges", propiedades físicas del pilote y valores de frontera serán modelados como una viga Euler-Bernoulli con las siguientes hipótesis:

- Las deformaciones serán suficientemente pequeñas para no variar las dimensiones de la sección transversal del pilote.
- El valor del módulo de Young E será constante y se mantendrá dentro del rango elástico.
- La rigidez del pilote es constante.
- La densidad del material es constante.
- Se desprecia el efecto producido por cargas axiales.
- El pilote solo será sometido a una fuerza horizontal en el cabezal, el único que generará momentos y flexiones a lo largo del pilote.

Por lo tanto se cumplen las siguientes relaciones:

a) Deformación unitaria superficial al pilote es $\varepsilon_p = \varepsilon_{SG} \cdot S^{-1} = \varepsilon_{SG} \cdot 10^{-6}$

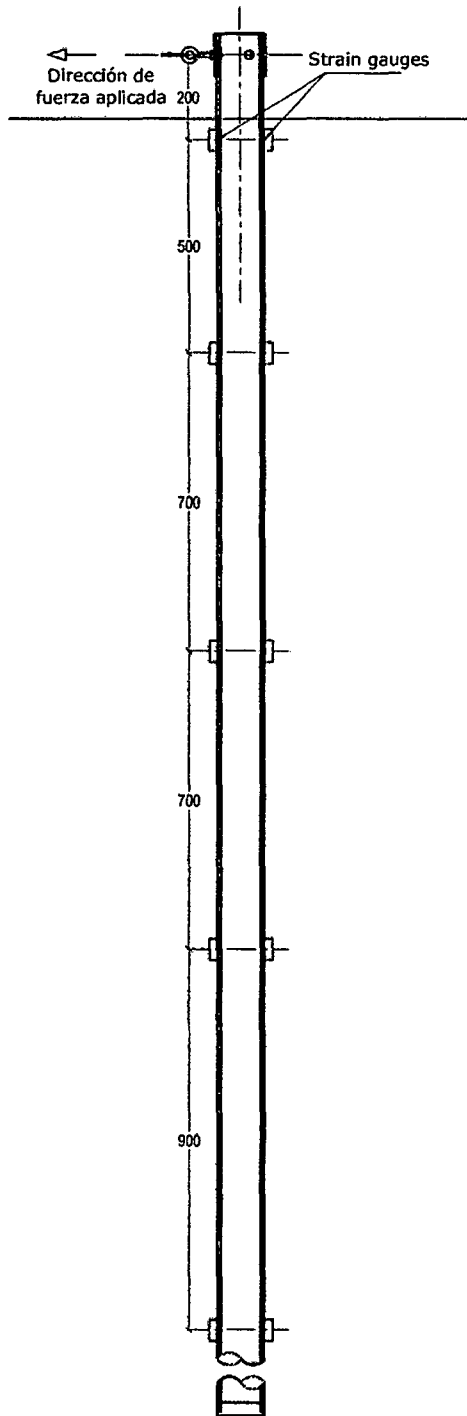
Además: $\varepsilon_p < 0 \rightarrow$ Compresión
 $\varepsilon_p > 0 \rightarrow$ Extensión



c) Vista del interior de tubería con perfiles instalados.



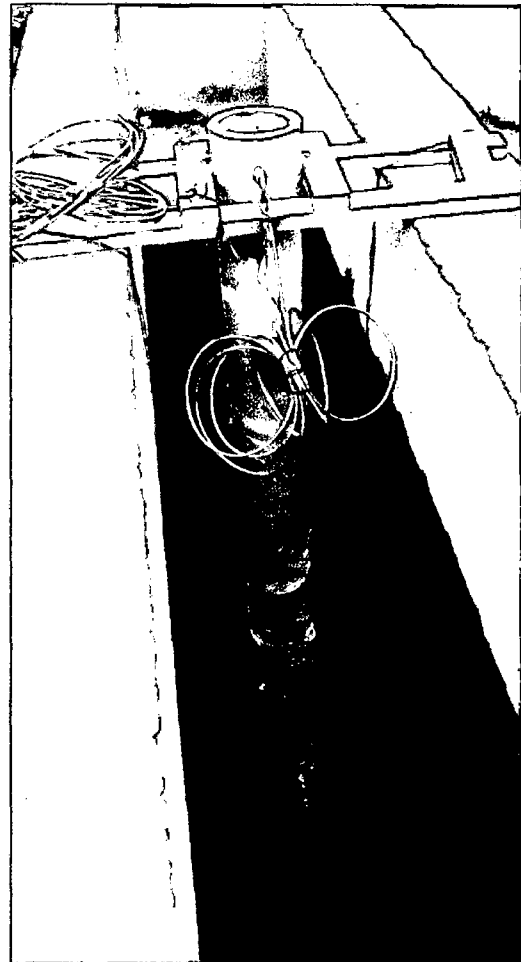
Figura 3.2. Detalles del cabezal del pilote.



a) Esquema de distribución.
Vista de perfil.



b) Instalación de "strain gauges".



c) Pilote instrumentado e instalado.

Figura 3.3 Distribución de "strain gauges" en el pilote.

b) Cálculo del esfuerzo normal producido por flexión:

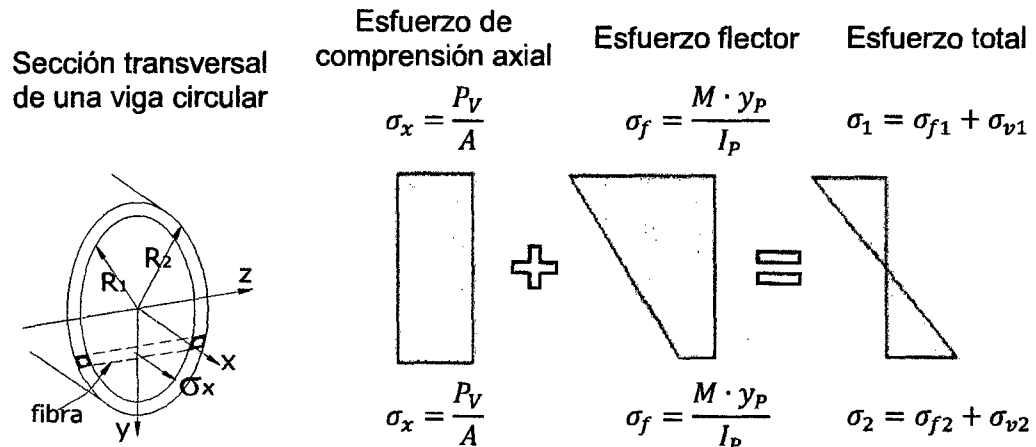


Figura 3.4. Cálculo de esfuerzo flector puro.

La distancia máxima al eje neutro de la sección transversal del pilote (y_P) es el radio de la tubería. Una de las hipótesis es despreciar la fuerza axial, cumpliéndose la Ecuación 3.8.

$$\sigma_f = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \quad \text{Ecuación 3.8}$$

Para hallar los esfuerzos normales producidos por flexión se utilizaron las siguientes expresiones:

Esfuerzo de flexión σ_f : $\sigma_f = \varepsilon_p \cdot E_p$ Ecuación 3.9

Momento flector M : $M = \frac{\sigma_f \cdot I_P}{y_P}$ Ecuación 3.10

Resistencia lateral del suelo p : $p = \frac{d^2 M}{dx^2}$ Ecuación 3.11

Desplazamiento lateral del pilote y : $y = \frac{1}{E_p \cdot I_P} \int \int_0^{L_p} M \cdot dx$ Ecuación 3.12

3.3.2 Guías de aluminio para el inclinómetro

Las guías que permitieron tomar medidas axiales con el inclinómetro IIFIC son perfiles de aluminio llamados "portapelo" que se instalaron por empernado cada 30 cm. En este estudio el aporte de los perfiles de aluminio a la rigidez del pilote es despreciable (Figura 3.2).

Las lecturas inclinométricas no son muy útiles para obtener deflexiones a lo largo del pilote, debido a la gruesa escala del inclinómetro y por lo tanto sus resultados no se utilizarán para contrastarlos con la presión del suelo. Sin embargo por ser

una medida independiente se utilizará para verificar la tendencia de la deflexión obtenida con los “strain gauges”.

3.4 CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

La arena utilizada es la misma que se utiliza en el “Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración” (Atala, 2011) cuya clasificación SUCS es “Arena mal gradada” (SP) cuyas propiedades se encuentran en el Anexo C. Como único control in-situ se midió la densidad cada medio metro por el método del cono hasta los 3 m de profundidad. Cabe mencionar que realizar este ensayo en arenas sueltas con poca humedad o secas no es recomendable por la baja cohesión del material. Se realizó el ensayo en dos perfiles de suelo:

- 14 ensayos en la arena suelta colocada con rejilla a altura de caída máxima de 1 m.
- 6 ensayos en la arena colocada y vibrada con un apisonador vibratorio.

Los valores de las mediciones se muestran en las Tablas 3.3 y 3.4.

Tabla 3.3. Control de densidad en arena colocada con rejilla.

Nº	CAPA Nº	PROF. m.	PESO ESPECÍFICO HÚMEDO γ g/cm ³	CONTENIDO DE HUMEDAD W%	PESO ESPECÍFICO SECO γ_d g/cm ³	DENSIDAD RELATIVA Dr %
1	1 ^{ra}	3.0	1.62	4.24%	1.552	48.94 %
2		3.0	1.59	4.49%	1.518	31.73 %
3	2 ^{da}	2.5	1.52	4.41%	1.455	-2.71 %
4		2.5	1.54	4.01%	1.479	10.87 %
5	3 ^{ra}	2.0	1.59	4.62%	1.521	33.17 %
6		2.0	1.52	4.05%	1.463	1.78 %
7	4 ^{ta}	1.5	1.47	4.88%	1.398	-36.18 %
8		1.5	1.54	4.63%	1.47	5.54 %
9	5 ^{ta}	1.0	1.52	3.23%	1.476	9.28 %
10		1.0	1.7	3.83%	1.636	88.50 %
11	6 ^{ta}	0.5	1.46	3.74%	1.411	-28.67 %
12		0.5	1.39	4.31%	1.33	-80.33 %
13	7 ^{ma}	0.1	1.44	4.08%	1.384	-44.92 %
14		0.1	1.51	3.83%	1.45	-5.33 %

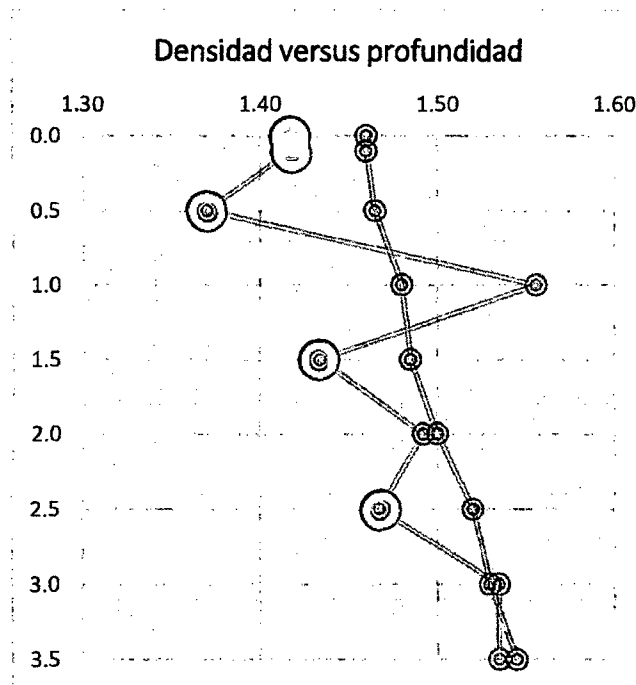


Figura 3.5. Control de densidad en arena colocada con rejilla. Los valores en azul corresponden a la densidad seca medida con el cono. Se obtuvieron valores de Densidad Relativa negativos ($\gamma_d > \gamma_{min}$), resaltados en rojo. Para correlacionar con valores de ángulo de fricción se optó por los valores en naranja, crecientes con la profundidad.

Tabla 3.4. Control de densidad en arena apisonada.

Nº	CAPA Nº	PROF. m.	PESO ESPECÍFICO HÚMEDO γ g/cm ³	CONTENIDO DE HUMEDAD W%	PESO ESPECÍFICO SECO γ_d g/cm ³	DENSIDAD RELATIVA Dr %
1	2 ^{da}	3.0	1.83	11.9 %	1.634	87.57 %
2	4 ^{ta}	2.3	1.80	10.5 %	1.634	87.59 %
3	7 ^{ma}	1.5	1.77	10.2 %	1.604	74.07 %
4	9 ^{na}	0.9	1.73	9.9 %	1.579	62.20 %
5	11 ^{va}	0.3	1.71	8.9 %	1.574	59.98 %
6	12 ^{va}	0.0	1.60	9.2 %	1.467	4.37 %

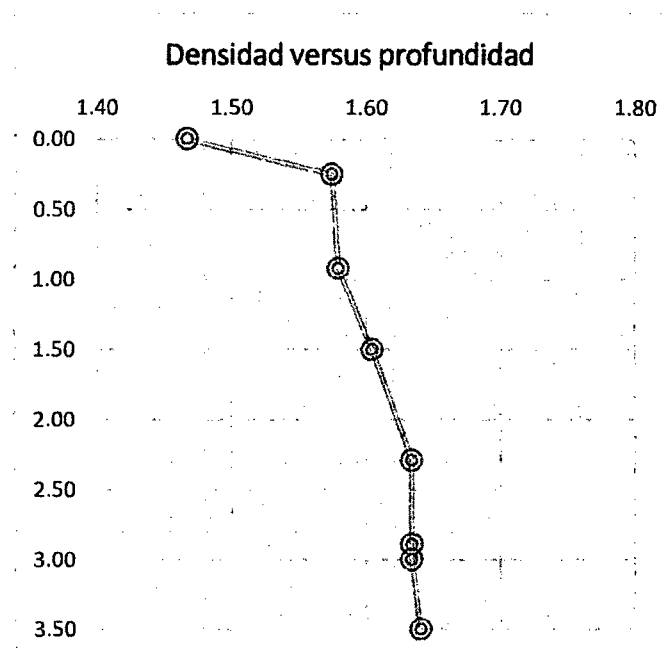


Figura 3.6. Control de densidad en arena apisonada. Los valores en azul corresponden a la densidad seca medida con el cono para el suelo colocado con apisonador. En este caso todos los valores de densidad seca están entre γ_{max} y γ_{min} . Se tomaron los valores tal cual para correlacionar con el ángulo de fricción.

3.4.1 Otros parámetros del suelo

El programa de cómputo COM624P pide en el caso de arenas ingresar los valores de densidad del suelo in-situ (húmedo o seco), ángulo de fricción interna y módulo de reacción del suelo (F/L^3). El ángulo de fricción interna se obtuvo de las siguientes expresiones:

Giuliani y Nicoll (1982)
$$\phi' = \text{Arctan} \left[0,575 + 0.361 \cdot \left[\frac{Dr(\%)}{100} \right]^{0.866} \right]$$
 Ecuación 3.13

Meyerhof (1956):
> 5% finos
$$\phi' = 25^\circ + 0.15 \cdot Dr(\%)$$
 Ecuación 3.14

Meyerhof (1956):
< 5% finos
$$\phi' = 30^\circ + 0.15 \cdot Dr(\%)$$
 Ecuación 3.15

Leoni (2002):
$$\phi' = 21^\circ + \left(\frac{Dr\%}{20} \right)^{2,12}$$
 Ecuación 3.16

Tabla 3.5. Valores de ángulo de fricción interna calculados y utilizados.

Estado	Dr %	ϕ' Nicoll	ϕ' Meyerhof (1)	ϕ' Meyerhof (2)	ϕ' Leoni	ϕ' medio	ϕ' Utilizado
Muy suelto a Suelto	4	30.8	25.6	30.6	21.0	27.0	26.0
	8	31.6	26.2	31.2	21.1	27.5	27.0
	14	32.7	27.1	32.1	21.5	28.3	28.0
	20	33.6	28.0	33.0	22.0	29.2	29.0
	26	34.5	28.9	33.9	22.7	30.0	30.0
	32	35.4	29.8	34.8	23.7	30.9	31.0
	38	36.2	30.7	35.7	24.9	31.9	32.0
Media	43	36.8	31.5	36.5	26.1	32.7	33.0
	49	37.6	32.4	37.4	27.7	33.7	35.0
	54	38.2	33.1	38.1	29.2	34.7	35.0
	60	38.9	34.0	39.0	31.3	35.8	36.0
	61	39.0	34.2	39.2	31.6	36.0	36.0
	64	39.4	34.6	39.6	32.8	36.6	37.0
Denso a muy denso	67	39.7	35.1	40.1	34.0	37.2	38.0
	70	40.0	35.5	40.5	35.2	37.8	38.0
	73	40.4	36.0	41.0	36.6	38.5	38.3
	76	40.7	36.4	41.4	37.9	39.1	38.7
	79	41.0	36.9	41.9	39.4	39.8	39.0
	82	41.3	37.3	42.3	40.9	40.5	39.3
	88	41.9	38.2	43.2	44.1	41.9	40.0
	95	42.6	39.3	44.3	48.2	43.6	41.0

El valor de módulo de reacción del suelo k corresponde al recomendado por Reese (Reese et al, 1974) que se menciona en la Tabla 2.7 del Capítulo II. Las propiedades del suelo ingresadas en COM624P para el análisis teórico inicial para

los casos de arena suelta y apisonada se muestran en las Tablas 3.6 y 3.7 respectivamente.

Tabla 3.6. Parámetros del perfil de arena colocada con rejilla.

Capa	Densidad seca g/cm ³	Ángulo de fricción ϕ'	Módulo de reacción k	
			Lb/pulg ³	kN/m ³
0.0 - 0.4	1.460	24.0	25.0	6734.7
0.4 - 0.8	1.460	24.0	25.0	6734.7
0.8 - 1.6	1.465	27.0	25.0	6734.7
1.6 - 2.4	1.480	29.0	25.0	6734.7
2.4 - 2.8	1.485	31.0	90.0	24245.0
2.8 - 3.2	1.500	32.0	90.0	24245.0
3.2 - 3.6	1.520	33.0	90.0	24245.0
3.6 - 4.4	1.530	35.0	90.0	24245.0
4.4 - 5.6	1.545	36.0	100.0	26939.0

Tabla 3.7. Parámetros del perfil de arena apisonada.

Capa	Densidad seca g/cm ³	Ángulo de fricción ϕ'	Módulo de reacción k	
			Lb/pulg ³	kN/m ³
0.0 - 0.4	1.47	26.0	250.0	67347.33
0.4 - 0.8	1.57	36.0	225.0	60612.6
0.8 - 1.6	1.58	37.0	225.0	60612.6
1.6 - 2.4	1.50	38.0	225.0	60612.6
2.4 - 2.8	1.60	38.7	225.0	60612.6
2.8 - 3.2	1.62	39.0	225.0	60612.6
3.2 - 3.6	1.63	39.3	225.0	60612.6
3.6 - 4.4	1.63	39.3	225.0	60612.6
4.4 - 5.6	1.65	40.0	225.0	60612.6

3.5 INSTALACIÓN DEL PILOTE

El pilote no fue hincado debido a la fragilidad del PVC y para no generar esfuerzos innecesarios a los "strain gauges" antes de la aplicación de la carga lateral. Si se hubiera hecho instalación excavada convencional, para trabajar en arenas se hubiera requerido una camiseta para evitar derrumbes internos. El rozamiento

entre la camiseta y el pilote también podría dañar los “strain gauges” al momento de retirar la camiseta. Por lo tanto, la instalación se realizó siguiendo los siguientes pasos:

a) Ensayo con arena suelta con rejilla:

- Excavación de material existente hasta una profundidad de 4.2 m en un diámetro de 1.5 m hasta llegar al material natural tipo conglomerado.
- Colocación de rejilla a una altura máxima con respecto al fondo de 1 m. La rejilla tiene un agujero central para dejar pasar el pilote.
- Instalación de pilote en el centro de la excavación y sujeción a las vigas transversales.
- Llenado con arena seca de la primera capa hasta una altura de 1 m (3 m de profundidad).
- Llenado con arena de las subsiguientes seis capas hasta llegar a 0.2 m del eje de aplicación de fuerzas. Siempre manteniendo la rejilla a una distancia máxima de 0.5 m de la superficie de arena.

b) Ensayo con arena suelta con rejilla:

- Excavación de material existente hasta una profundidad de 4.2 m en un diámetro de 1.5 m hasta llegar al material natural tipo conglomerado.
- Instalación de pilote en el centro de la excavación y sujeción a las vigas transversales.
- Aventado de arena húmeda desde la boca de la zona de ensayo. Se colocó 1 m de arena, que luego fue vibrada con un apisonador vibratorio hasta alcanzar una altura de 0.7 m.
- De manera similar se hizo con las cinco siguientes capas. En este caso las cinco capas apisonadas alcanzaron un espesor final apisonado de 0.5 m cada una.
- Las siguientes capas fueron de menor espesor (0.3 m) pues era menos complicado el uso del apisonador vibratorio.
- Se hizo el llenado con arena hasta llegar a 0.2 m del eje de aplicación de fuerzas.
- El apisonador vibratorio no se aplicó muy cerca del pilote para evitar deformar los “strain gauges”.

3.6 APLICACIÓN DE FUERZA HORIZONTAL

Para la realización del ensayo se reutilizó la viga circular instalada por el Ing. César Augusto Atala Abad para su tesis de post grado “Estudio experimental sobre correlaciones en suelos granulares finos (arenas) compactados, usando equipos de penetración” (2011). La distribución del pilote y complementos para realizar el ensayo se observan en las Figuras 3.5 y 3.6.

Las fuerzas estáticas se aplicaron por medio de una polea alineada con el eje de aplicación de fuerzas en el cabezal rigidizado del pilote. El cabezal se rigidizó con un anillo de acero soldado y empernado a la tubería (Figura 3.2). Para los dos casos se aplicaron diferentes masas que llegaron al cabezal como fuerzas. La Tabla 3.8 contiene la lista de masas utilizadas para cada caso.

Tabla 3.8 Cargas estáticas aplicadas en pilote.

Arena suelta	(kg.)	16.80	35.95	59.55	88.70	153.15
Suelo apisonado	(kg.)	16.80	35.95	71.25	100.40	161.25

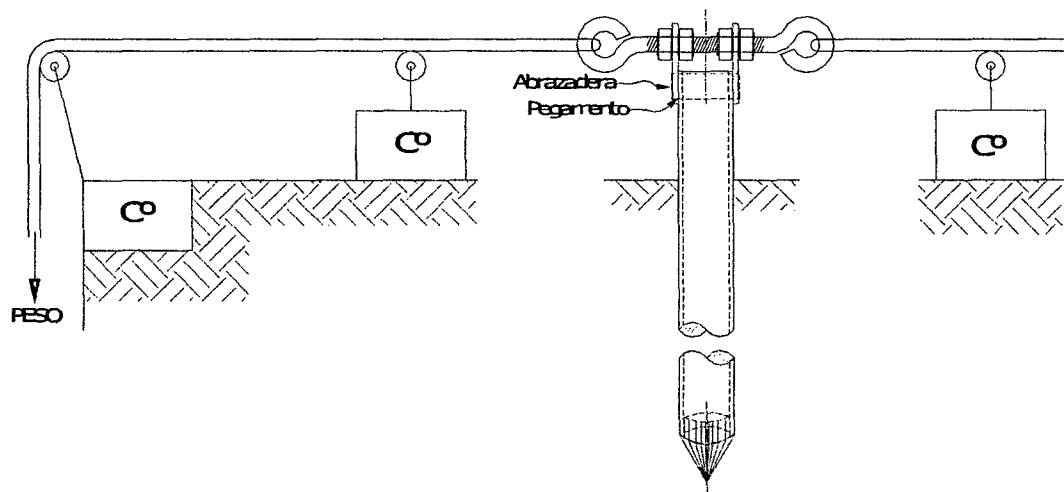


Figura 3.7. Diagrama de sección transversal de viga circular, polea y pilote donde se realizó el ensayo de carga lateral en pilote.

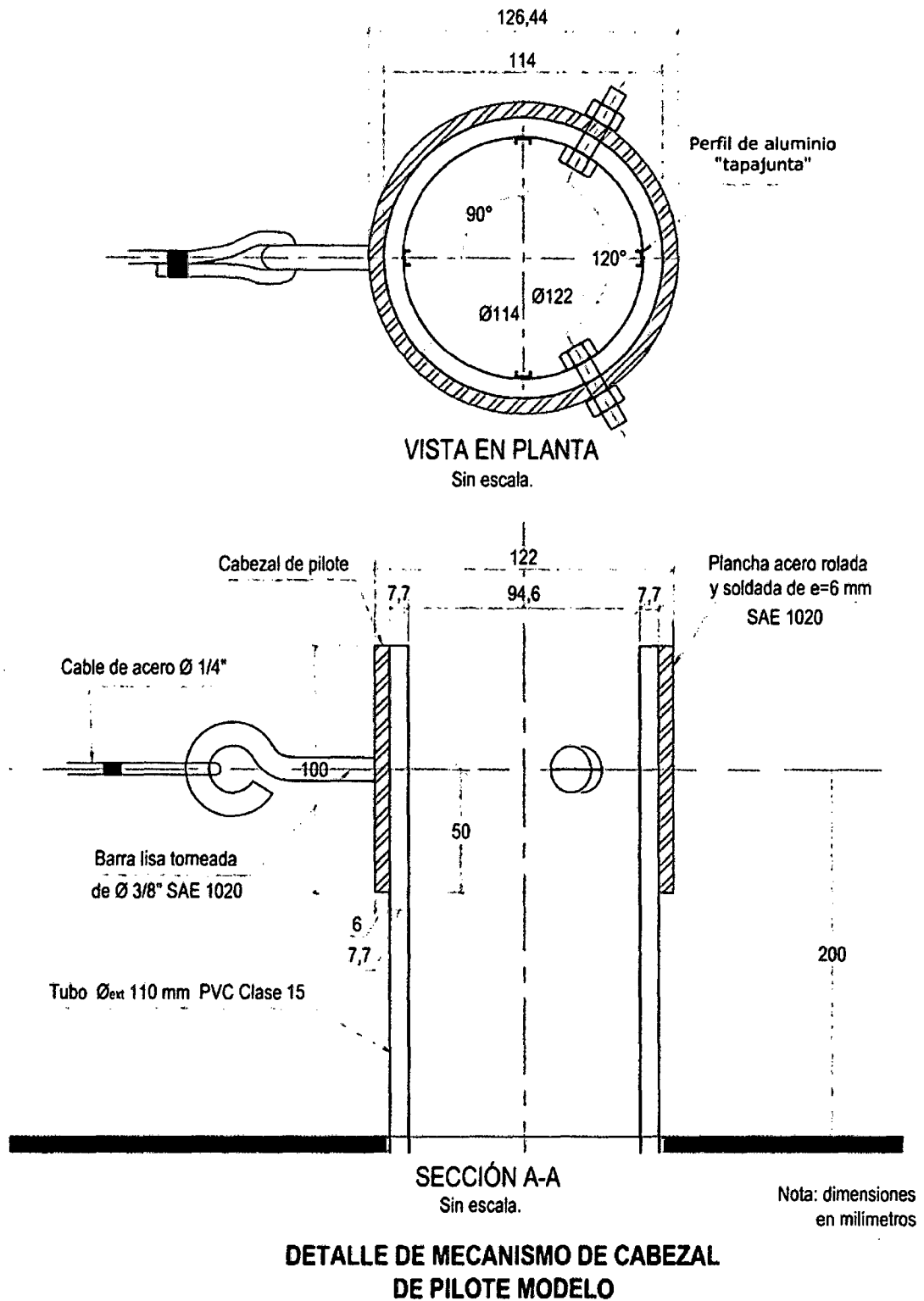


Figura 3.8. Detalle de mecanismo de cabezal de pilote modelo.

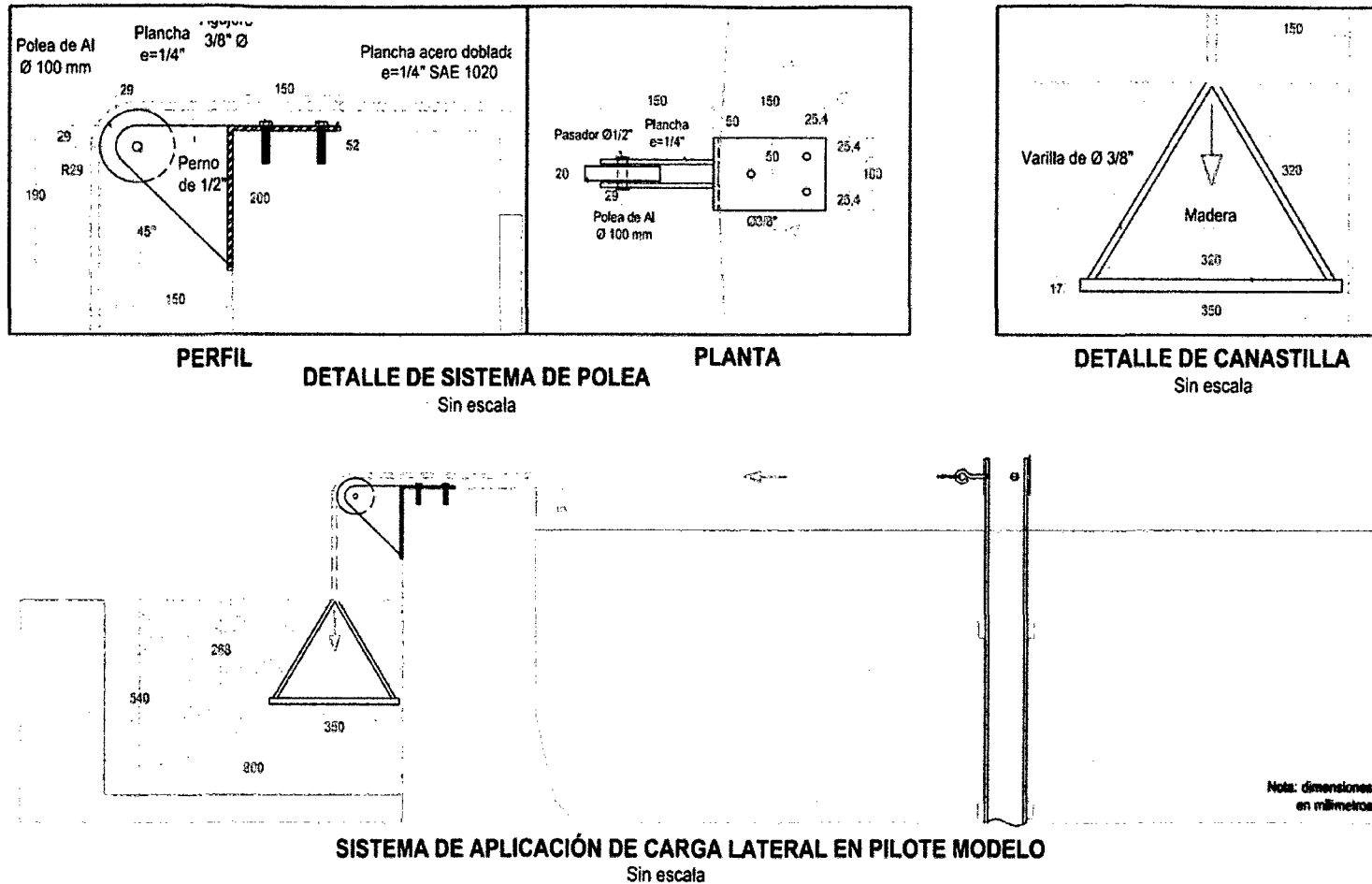


Figura 3.9. Esquema de sistema de aplicación de fuerza horizontal en pilote modelo.

CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1 OBJETIVO

El objetivo general del capítulo es describir los resultados experimentales y comparar éstos con datos obtenidos por el método de Reese con el programa COM624P (1971). Primero se describirá el procedimiento para explotar las mediciones en función de la precisión de la instrumentación utilizada, descrita previamente en el Capítulo III. Luego se analizarán las diferencias y semejanzas entre los valores experimentales y teóricos.

La discusión e interpretación del análisis servirá para el planteamiento de las conclusiones, cuestionamientos de la metodología utilizada y como antecedente a futuras investigaciones.

4.2 DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS

4.2.1 Datos experimentales

Los resultados, los valores de deformación unitaria (strain), se obtuvieron a partir de las galgas extensométricas de acuerdo a lo descrito en el Capítulo III (Sección 3.3.1). El procedimiento para obtener los valores físicos del estudio se encuentra en el punto 3.3.1 c) "Procesamiento de medidas".

Como se hicieron varias medidas para una misma carga, se realizó un análisis estadístico para seleccionar el valor de "strain" a utilizar en el cálculo de los valores físicos del estudio.

Tabla 4.1. Parámetros estadísticos utilizados

Media aritmética $\bar{\epsilon}$	Desviación estándar σ
$\bar{\epsilon} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \epsilon_i$	$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\epsilon_i - \bar{\epsilon})^2}$

En los casos donde la razón ($\sigma/\varepsilon_{prom}$) entre la desviación estándar (σ) y el valor promedio (ε_{prom}) fue menor a 25% se utilizó el valor promedio (ε_{prom}), en caso contrario ($\sigma/\varepsilon_{prom} > 25\%$) se supuso un valor razonable entre los valores medidos, eliminando los picos producto de la precisión de las mediciones con los strain gages y en función de los valores esperados a mayores profundidades. Los valores finales se muestran en las Tablas 4.2 y 4.3 en color rojo.

Los resultados de esfuerzo normal producido por flexión (N/m^2), momento flector (N/m), reacción del suelo (N/m^2) y deflexión (mm) se obtuvieron con las relaciones del punto 3.1.2 Procesamiento de medidas, que se repiten aquí.

$$\text{Esfuerzo flector } \sigma_f \qquad \sigma_f = \varepsilon_p \cdot E_p \qquad \text{Ecuación 4.1}$$

$$\text{Momento flector } M \qquad M = \frac{\sigma_f \cdot I_P}{y_P} \qquad \text{Ecuación 4.2}$$

$$\text{Reacción del suelo } p \qquad p = \frac{d^2 M}{dx^2} \qquad \text{Ecuación 4.3}$$

$$\text{Deflexión } y \qquad y = \frac{1}{E_p \cdot I_P} \int \int_0^{L_p} M \cdot dx \qquad \text{Ecuación 4.4}$$

Un análisis cualitativo de los resultados muestra lo siguiente:

“Arena colocada con apisonador vibratorio”: Tabla 4.2

- a) Los valores de $\sigma/\varepsilon_{prom}$ se incrementan con la profundidad, pero estos valores son siempre menos en comparación al caso de “Arena suelta colocada con rejilla”. Para la carga de 16.8 kg se obtuvieron errores máximos a 0.7 m y a 2.1 m de profundidad.
- b) Para las cargas superiores a 16.8 kg el error es máximo partir de los 2.1 m de profundidad. La carga 16.8 kg tiene un error máximo de 83%, la de 35.95 kg 70%, la carga de 71.25 kg de 78% a 3 m, la carga de 100.4 kg 108% y la de 161.25 kg un error máximo de 116 % a 3 m de profundidad.
- c) El error máximo fue de 382% a 1.4 m de profundidad para la carga de 100.4 kg (strain gauge 5). Esto puede ocurrir debido a la casi despreciable deformación que se espera a esa profundidad para la carga 100.4 kg. Aquí las mediciones del strain gauge tienden a cero ($\varepsilon=1 \times 10^{-6}$), así que con una

diferencia entre dos medidas de $\Delta\varepsilon=3\times 10^{-6}$ se obtiene un error relativo de 300%.

- d) Se puede observar que para las cargas 100.4 kg y 161.25 kg, los errores relativos se magnifican a medida que la deformación medida con los strain gauges es muy baja ($\varepsilon \leq 15\times 10^{-6}$). En general el en ensayo se observa que las medidas de los strain gauges son inestables entre $\varepsilon = -4\times 10^{-6}$ y 4×10^{-6} .
- e) La existencia de valores inesperados para un caso de flexión pura, por ejemplo encontrar altos valores a profundidades mayores a 2.1 m (51.2% longitud), podría explicarse por la existencia de esfuerzos producto de la fricción entre el pilote y el suelo circundante o la acción indeseada de esfuerzos axiales en el cabezal.
- f) Aparentemente el lado derecho del pilote (SG 1, 3, 5, 7, 9) tiende a incrementar los errores a partir del 1.4 m de la profundidad total. Probablemente debido a que el efecto de fricción por tracción o reacomodo de partículas es mayor al ser la arena más densa que en la región superior.

“Arena suelta colocada con rejilla”: Tabla 4.3

- a) La Tabla 4.3 del caso “Arena suelta colocada con rejilla” tiene valores altos de $\sigma/\varepsilon_{prom}$ a profundidades de 1.4 m (34.1% profundidad total y 31% de profundidad excavada) m y 2.1 m (51.2% de profundidad total y 48.7% de profundidad excavada) para todas las cargas. Los errores máximos ocurren en el caso de las dos masas de menor valor, de 16.8 y 35.95 kg. El error máximo, de 25% y 95% (35.95 kg), ocurre a 1.4 m de profundidad total.
- b) Ocurrió un error de conectividad en el último par de strain gauges durante la aplicación de la masa de 16.8 kg.
- c) A 2.1 m de profundidad total el valor de error se hizo máximo para todas las cargas, variando entre 63 % y 200%. Es posible que la capa que contiene el strain gauge sea una capa suelta en comparación a las capas aledañas, tanto a menor como a mayor profundidad.
- d) En el caso de masas superiores, 59.55 kg, 88.7 kg y 153.15 kg, el porcentaje de error es menor que 70%, con un promedio de desviación de la media aritmética de 38%. Puede ser que con la aplicación de las dos primeras cargas haya ocurrido un reacomodo de partículas que eliminó los vacíos, haciendo las posteriores medidas más estables.

Selección de valores medidos con strain gages (mV)

Tabla 4.2. Arena colocada con apisonador vibratorio

Carga 16.80 kg.

Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$						ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon E6$ útil*
0.2	0	-200	-198	-222	-219	-220	-224	-213.8	11.63	-5%	-213.83
0.7	2	26	31	36	32	46	47	36.3	8.50	23%	36.33
1.4	4	-28	-28	-30	-27	-32	-24	-28.2	2.71	-10%	-28.17
2.1	6	-11	-10	-11	-11	-12	-10	-10.8	0.75	-7%	-10.83
3.0	8	-10	-11	-11	-12	-10	-11	-10.8	0.75	-7%	-10.83
Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$						ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon E6$ útil*
0.2	1	136	134	143	138	135	138	137.3	3.20	2%	137.33
0.7	3	-62	-64	-69	-73	-75	-72	-69.2	5.19	-8%	-69.17
1.4	5	-27	-26	-26	-25	-25	-20	-24.8	2.48	-10%	-24.83
2.1	7	-4	-4	-5	-1	-1	0	-2.5	2.07	-83%	-2.50
3.0	9	-7	-7	-7	-6	-5	-4	-6.0	1.26	-21%	-6.00

Carga 35.95 kg.

Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$					ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon E6$ útil*
0.2	0	-433	-436	-433	-442	-452	-439.2	8.04	-2%	-439.20
0.7	2	131	135	128	142	144	136.0	6.89	5%	136.00
1.4	4	-40	-33	-35	-36	-40	-36.8	3.11	-8%	-36.80
2.1	6	-13	-11	-11	-12	-12	-11.8	0.84	-7%	-11.80
3.0	8	-12	-13	-14	-13	-11	-12.6	1.14	-9%	-12.60
Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$					ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon E6$ útil*
0.2	1	352	349	348	353	357	351.8	3.56	1%	351.80
0.7	3	-166	-164	-169	-173	-175	-169.4	4.62	-3%	-169.40
1.4	5	-26	-22	-23	-23	-26	-24.0	1.87	-8%	-24.00
2.1	7	0	2	3	3	5	2.6	1.82	70%	2.60
3.0	9	-6	-3	-4	-4	-3	-4.0	1.22	-31%	-4.00

Carga 71.25 kg.

Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$								ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	ϵ útil*
0.2	0	-856	-860	-864	-855	-849	-846	-852	-840	-852.75	7.72	-1%	-852.75
0.7	2	451	463	466	452	479	478	478	483	468.75	12.62	3%	468.75
1.4	4	-41	-38	-34	-36	-34	-36	-36	-35	-36.25	2.31	-6%	-36.25
2.1	6	-12	-11	-9	-11	-11	-10	-10	-10	-10.50	0.93	-9%	-10.50
3.0	8	-12	-11	-12	-13	-13	-13	-15	-13	-12.75	1.16	-9%	-12.75

* Valores en rojo son los ϵ útil supuestos.

** Desviación estándar.

Carga 71.25 kg.

Prof	SG	$\epsilon \times 10^6$									ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	Útil*
		795	795	790	789	791	788	793	792					
0.2	1	795	795	790	789	791	788	793	792	791.63	2.62	0%	791.63	
0.7	3	-444	-446	-454	-457	-466	-468	-470	-469	-459.25	10.51	-2%	-459.25	
1.4	5	-24	-20	-18	-18	-15	-18	-13	-14	-17.50	3.55	-20%	-17.50	
2.1	7	4	7	7	6	8	9	9	11	7.63	2.13	28%	7.63	
3.0	9	-4	-2	-2	-8	-2	-2	-2	-1	-2.88	2.23	-78%	-2.88	

Carga 100.40 kg.

Prof	SG	$\epsilon \times 10^6$									ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	Útil*
		-1151	-1158	-1166	-1158	-1147	-1152	-1153	-1154					
0.2	0	-1151	-1158	-1166	-1158	-1147	-1152	-1153	-1154	-1154.875	5.77	0%	-1154.88	
0.7	2	683	766	780	783	784	795	799	798	773.5	38.18	5%	773.50	
1.4	4	-34	-24	-26	-28	-31	-33	-32	-31	-29.875	3.52	-12%	-29.88	
2.1	6	-10	-1	-2	-2	-2	-2	-2	-1	-2.75	2.96	-108%	-2.75	
3.0	8	-11	-1	-1	-3	-3	-6	-3	-4	-4	3.25	-81%	-4.00	
Prof	SG	$\epsilon \times 10^6$									ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	Útil*
0.2	1	1118	1131	1131	1121	1116	1109	1118	1114	1119.75				
0.7	3	-650	-652	-669	-678	-689	-703	-696	-699	-679.5	20.82	-3%	-679.50	
1.4	5	-6	4	0	0	0	-3	-1	0	-0.75	2.87	-382%	-0.75	
2.1	7	11	22	22	24	27	26	28	29	23.625	5.73	24%	23.63	
3.0	9	0	12	10	10	14	11	13	13	10.375	4.44	43%	10.38	

Carga 161.25 kg.

Prof	SG	$\epsilon \times 10^6$				ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	Útil*
		-1940	-1932	-1923	-1922				
0.2	0	-1940	-1932	-1923	-1922	-1929.25	8.46	0%	-1929.25
0.7	2	1566	1568	1548	1549	1557.75	10.72	1%	1557.75
1.4	4	-27	-28	-40	-40	-33.75	7.23	-21%	-33.75
2.1	6	7	7	0	1	3.75	3.77	101%	3.75
3.0	8	-2	-2	-12	-13	-7.25	6.08	-84%	-7.25
	SG	$\epsilon \times 10^6$				ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	Útil*
0.2	1	1944	1934	1920	1912				
0.7	3	-1523	-1529	-1557	-1575	-1546	24.36	-2%	-1546.00
1.4	5	39	37	28	30	33.5	5.32	16%	33.50
2.1	7	32	32	23	25	28	4.69	17%	28.00
3.0	9	13	14	0	0	6.75	7.80	116%	6.75

* Valores SG en rojo son los Útil supuestos.

** Desviación estándar.

Tabla 4.3. Arena suelta colocada con rejilla

Carga 16.80 kg.

Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$				ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon_{útil}^*$
0.2	0	-102	-101	-102	-118	-105.8	8.18	8%	-105.75
0.7	2	147	139	198	196	170.0	31.36	18%	170.00
1.4	4	8	7	6	0	5.3	3.59	68%	6.00
2.1	6	0	1	1	0	0.5	0.58	115%	0.50
3.0	8	0	0	0	0	0.0	0.00	—	0.00
Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$				ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon_{útil}^*$
0.2	1	100	99	96	94	97.3	2.75	3%	97.25
0.7	3	-88	-91	-105	-115	-99.8	12.58	13%	-99.75
1.4	5	0	0	-2	-10	-3.0	4.76	159%	-6.00
2.1	7	-1	0	0	0	-0.3	0.50	200%	-0.25
3.0	9	0	0	0	0	0.0	0.00	—	0.00

Carga 35.95 kg.

Prof	SG	$\epsilon \times 10^6$								ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon_{útil}^*$
0.2	0	-332	-333	-332	-331	-332	-337	-346	-353	-337.0	8.14	2%	-337.00
0.7	2	582	544	545	566	571	587	571	655	577.6	34.87	6%	577.63
1.4	4	19	16	16	13	13	8	-2	-5	9.8	8.81	90%	8.00
2.1	6	3	1	1	3	4	6	6	8	4.0	2.51	63%	4.00
3.0	8	11	8	10	10	11	11	9	12	10.3	1.28	13%	10.25
Prof	SG	$\epsilon \times 10^6$								ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon_{útil}^*$
0.2	1	320	318	318	317	317	320	313	317	317.6	2.37	1%	317.57
0.7	3	-486	-490	-490	-489	-490	-510	-516	-495	-495.9	11.92	2%	-495.86
1.4	5	-5	-6	-7	-5	-5	-5	-9	-6	-6.0	1.53	25%	-6.00
2.1	7	0	0	1	0	0	3	3	2	1.0	1.41	141%	3.00
3.0	9	10	8	10	9	9	10	8	8	9.1	0.90	10%	9.14

Carga 59.55 kg.

Prof.	SG	$\epsilon \times 10^6$			ϵ_{prom}	σ^{**}	σ/ϵ_{prom}	$\epsilon_{útil}^*$
0.2	0	-583	-615	-592	-596.67	16.50	3%	-596.67
0.7	2	2280	1744	2363	2129.00	335.99	16%	2129.00
1.4	4	-112	-161	-96	-123.00	33.87	28%	-123.00
2.1	6	92	38	123	84.33	43.02	51%	84.33
3.0	8	95	51	120	88.67	34.93	39%	88.67

* Valores en rojo son los $\epsilon_{útil}$ supuestos.

** Desviación estándar.

Carga 59.55 kg.

Prof.	SG	εx10 ⁶			εprom	σ**	σ/εprom	Éútil*
0.2	1	618	581	619	606.00	21.66	4%	606.00
0.7	3	-1039	-1072	-1025	-1045.33	24.13	2%	-1045.33
1.4	5	220	164	247	210.33	42.34	20%	210.33
2.1	7	80	25	117	74.00	46.29	63%	74.00
3.0	9	81	28	87	65.33	32.47	50%	65.33

Carga 88.70 kg.

Prof.	SG	εx10 ⁶				εprom	σ**	σ/εprom	Éútil*
0.2	0	-938	-943	955	967	-940.5	3.54	0%	-940.50
0.7	2	1972	2052	-1813	-1806	2012	56.57	3%	2012.00
1.4	4	-407	-580	506	579	-493.5	122.33	25%	-493.50
2.1	6	104	142	91	136	123	26.87	22%	123.00
3.0	8	130	169	59	71	149.5	27.58	18%	149.50
Prof.	SG	εx10 ⁶				εprom	σ**	σ/εprom	Éútil*
0.2	1	955	967	955	967	961	8.49	1%	961.00
0.7	3	-1813	-1806	-1813	-1806	-1809.5	4.95	0%	-1809.50
1.4	5	506	579	506	579	542.5	51.62	10%	542.50
2.1	7	91	136	91	136	113.5	31.82	28%	113.50
3.0	9	59	71	59	71	65	8.49	13%	65.00

Carga 153.15 kg.

Prof.	SG	εx10 ⁶				εprom	σ**	σ/εprom	Éútil*
0.2	0	-1674	-1706	-1680	-1695	-1688.75	14.50	1%	-1688.75
0.7	2	3107	3201	3125	3235	3167	60.95	2%	3167.00
1.4	4	-1523	-1615	-1552	-1658	-1587	60.95	4%	-1587.00
2.1	6	100	106	104	131	110.25	14.06	13%	110.25
3.0	8	229	233	231	251	236	10.13	4%	236.00
Prof.	SG	εx10 ⁶				εprom	σ**	σ/εprom	Éútil*
0.2	1	1602	1614	1603	1622	1610.25	9.54	1%	1610.25
0.7	3	-3556	-3640	-3568	-3654	-3604.5	49.65	1%	-3604.50
1.4	5	1514	1597	1540	1648	1574.75	59.89	4%	1574.75
2.1	7	86	93	91	114	96	12.36	13%	96.00
3.0	9	-12	-20	-15	0	-11.75	8.50	72%	-11.75

* Valores en rojo son los Éútil supuestos.

** Desviación estándar.

Transformación de diferencia de voltaje (mV) a esfuerzos (kN/m²)

Tabla 4.4. Arena colocada con apisonador vibratorio

Carga 16.8 kg.

Prof. (m)	SG	εX10 ⁶	SG	εX10 ⁶	σ _{AXIAL} = E _{PVC} ×ε		Comp Axial (σ ₁ +σ ₂)/2	σ _{flector}		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-213.83	1	137.33	-629311.5	404172.0	-112569.8	-516741.8	516741.8	-34.12
0.7	2	36.33	3	-69.17	106929.0	-203557.5	-48314.3	155243.3	-155243.3	10.23
1.4	4	-28.17	5	-24.83	-82894.5	-73084.5	-77989.5	-4905.0	4905.0	-0.32
2.1	6	-10.83	7	-2.50	-31882.5	-7357.5	-19620.0	-12262.5	12262.5	-0.81
3.0	8	-10.83	9	-6.00	-31882.5	-17658.0	-24770.3	-7112.3	7112.3	-0.47
4.4										0.00

Carga 35.95 kg.

Prof. (m)	SG	εX10 ⁶	SG	εX10 ⁶	σ _{AXIAL} = E _{PVC} ×ε		Comp Axial (σ ₁ +σ ₂)/2	σ _{flector}		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-439.20	1	351.8	-1292565.6	1035347.4	-128609.1	-1163956.5	1163956.5	-76.86
0.7	2	136.00	3	-169.4	400248.0	-498544.2	-49148.1	449396.1	-449396.1	29.68
1.4	4	-36.80	5	-24.0	-108302.4	-70632.0	-89467.2	-18835.2	18835.2	-1.24
2.1	6	-11.80	7	2.6	-34727.4	7651.8	-13537.8	-21189.6	21189.6	-1.40
3.0	8	-12.60	9	-4.0	-37081.8	-11772.0	-24426.9	-12654.9	12654.9	-0.84
4.4										0.00

Carga 71.25 kg.

Prof. (m)	SG	εX10 ⁶	SG	εX10 ⁶	σ _{AXIAL} = E _{PVC} ×ε		Comp Axial (σ ₁ +σ ₂)/2	σ _{flector}		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-852.75	1	791.63	-2509643.3	2329752.4	-89945.4	-2419697.8	2419697.8	-159.79
0.7	2	468.75	3	-459.25	1379531.3	-1351572.8	13979.3	1365552.0	-1365552.0	90.17
1.4	4	-36.25	5	-17.50	-106683.8	-51502.5	-79093.1	-27590.6	27590.6	-1.82
2.1	6	-10.50	7	7.63	-30901.5	22440.4	-4230.6	-26670.9	26670.9	-1.76
3.0	8	-12.75	9	-2.88	-37523.3	-8461.1	-22992.2	-14531.1	14531.1	-0.96
4.4										0.00

Carga 100.4 kg.

Prof. (m)	SG	εX10 ⁶	SG	εX10 ⁶	σ _{AXIAL} = E _{PVC} ×ε		Comp Axial (σ ₁ +σ ₂)/2	σ _{flector}		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-1154.88	1	1119.75	-3398797.1	3295424.3	-51686.4	-3347110.7	3347110.7	-221.03
0.7	2	773.50	3	-679.50	2276410.5	-1999768.5	138321.0	2138089.5	-2138089.5	141.19
1.4	4	-29.88	5	-0.75	-87922.1	-2207.3	-45064.7	-42857.4	42857.4	-2.83
2.1	6	-2.75	7	23.63	-8093.3	69528.4	30717.6	-38810.8	38810.8	-2.56
3.0	8	-4.00	9	10.38	-11772.0	30533.6	9380.8	-21152.8	21152.8	-1.40
4.4										0.00

Carga 166.25 kg.

Prof. (m)	SG	$\epsilon \times 10^6$	SG	$\epsilon \times 10^6$	$\sigma_{AXIAL} = E_{PVC} \times \epsilon$ N/m ²		Comp Axial ($\sigma_1 + \sigma_2$)/2	$\sigma_{flector}$ N/m ²		Mf N-m
0.2	0	-1929.25	1	1927.50	-5677782.8	5672632.5	-2575.1	-5675207.6	5675207.6	-374.76
0.7	2	1557.75	3	-1546.00	4584458.3	-4549878.0	17290.1	4567168.1	-4567168.1	301.60
1.4	4	-33.75	5	33.50	-99326.3	98590.5	-367.9	-98958.4	98958.4	-6.54
2.1	6	3.75	7	28.00	11036.3	82404.0	46720.1	-35683.9	35683.9	-2.36
3.0	8	-7.25	9	6.75	-21336.8	19865.3	-735.8	-20601.0	20601.0	-1.36
4.4										0.00

*Valores en rojo son asumidos con el fin de acercarnos al valor promedio.

Figura 4.1. Momento flector en arena apisonada.

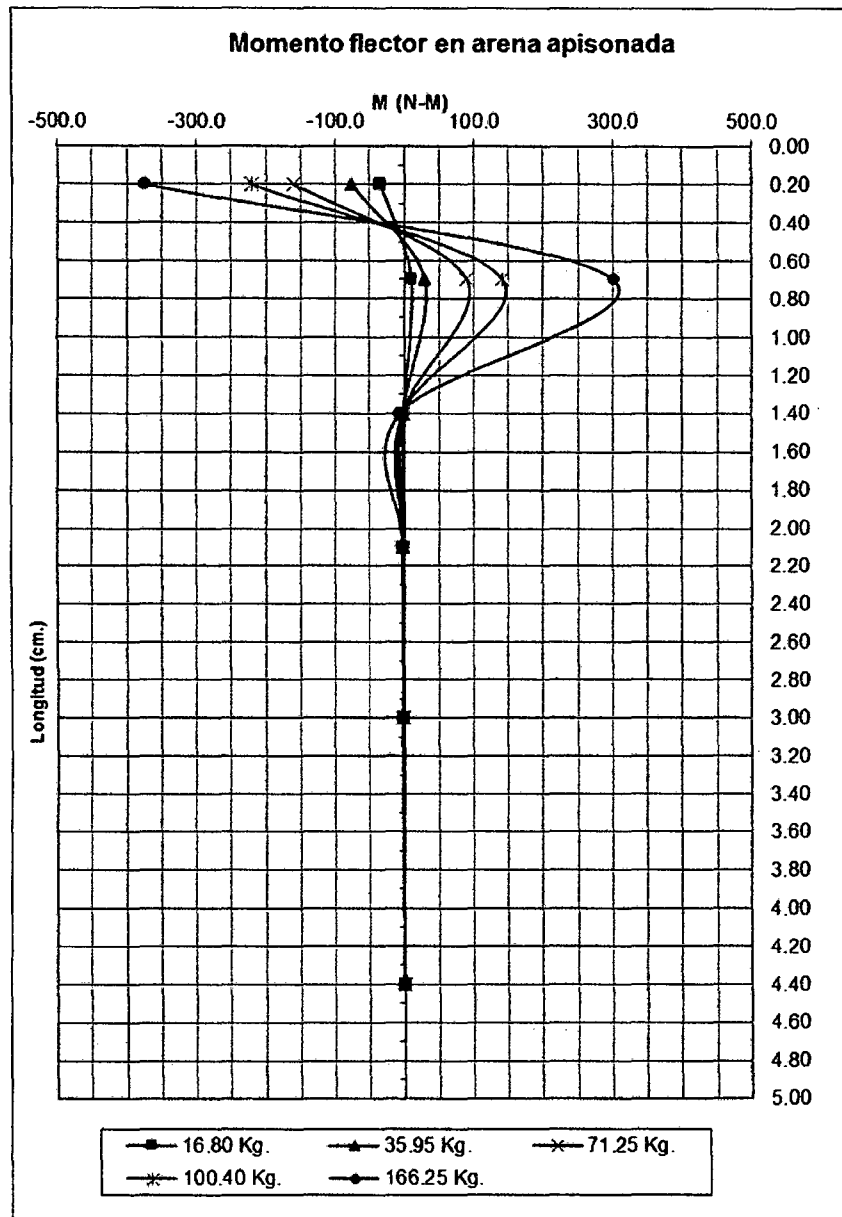


Tabla 4.5 Arena suelta colocada con rejilla

Carga 16.8 kg.

Prof. (m)	SG	$\epsilon \times 10^6$	SG	$\epsilon \times 10^6$	$\sigma_{AXIAL} = E_{PVC} \times \epsilon$		Comp Axial $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$	$\sigma_{flector}$		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-105.75	1	97.25	-311222.3	286206.8	-12507.8	-298714.5	298714.5	-19.73
0.7	2	170.00	3	-99.75	500310.0	-293564.3	103372.9	396937.1	-396937.1	26.21
1.4	4	6.00	5	-6.00	17658.0	-17658.0	0.0	17658.0	-17658.0	1.17
2.1	6	0.50	7	-0.25	1471.5	-735.8	367.9	1103.6	-1103.6	0.07
3.0	8	0.00	9	0.00	0.0	0.0	0.00	0.0	0.0	0.00
4.4										0.00

Carga 35.95 kg.

Prof. (m)	SG	$\epsilon \times 10^6$	SG	$\epsilon \times 10^6$	$\sigma_{AXIAL} = E_{PVC} \times \epsilon$		Comp Axial $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$	$\sigma_{flector}$		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-337.00	1	317.57	-991791.0	934612.7	-28589.1	-963201.9	963201.9	-63.61
0.7	2	577.63	3	-495.86	1699950.4	-1459307.6	120321.4	1579629.0	-1579629.0	104.31
1.4	4	8.00	5	-6.00	23544.0	-17658.0	2943.0	20601.0	-20601.0	1.36
2.1	6	4.00	7	3.00	11772.0	8829.0	10300.5	1471.5	-1471.5	0.10
3.0	8	10.25	9	9.14	30165.8	26907.4	28536.6	1629.2	-1629.2	0.11
4.4										0.00

Carga 59.55 kg.

Prof. (m)	SG	$\epsilon \times 10^6$	SG	$\epsilon \times 10^6$	$\sigma_{AXIAL} = E_{PVC} \times \epsilon$		Comp Axial $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$	$\sigma_{flector}$		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-596.67	1	606.00	-1755990.0	1783458.0	13734.0	-1769724.0	1769724.0	-116.86
0.7	2	2129.00	3	-1045.33	6265647.0	-3076416.0	1594615.5	4671031.5	-4671031.5	308.45
1.4	4	-123.00	5	210.33	-361989.0	619011.0	128511.0	-490500.0	490500.0	-32.39
2.1	6	84.33	7	74.00	248193.0	217782.0	232987.5	15205.5	-15205.5	1.00
3.0	8	88.67	9	65.33	260946.0	192276.0	226611.0	34335.0	-34335.0	2.27
4.4										0.00

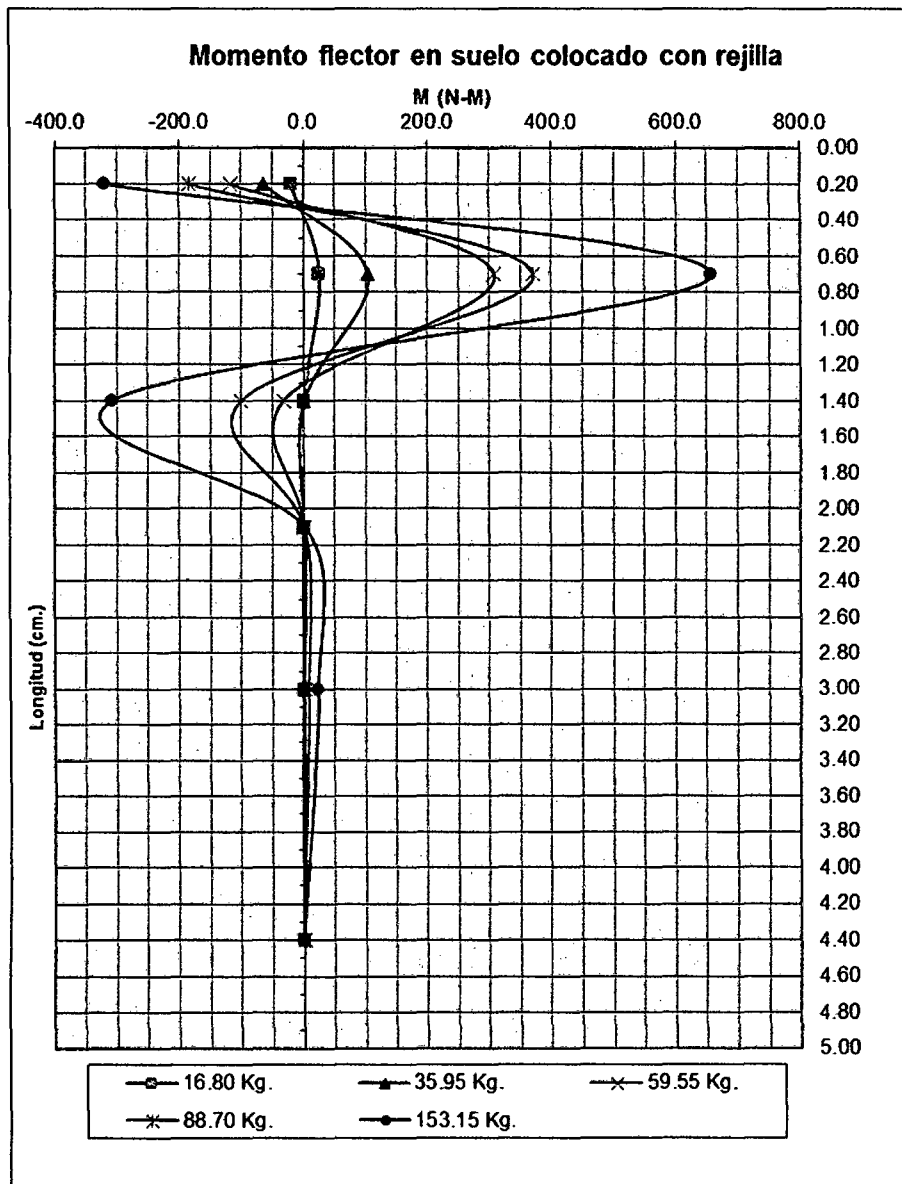
Carga 88.70 kg.

Prof. (m)	SG	$\epsilon \times 10^6$	SG	$\epsilon \times 10^6$	$\sigma_{AXIAL} = E_{PVC} \times \epsilon$		Comp Axial $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$	$\sigma_{flector}$		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-940.5	1	961.0	-2767891.5	2828223.0	30165.8	-2798057.3	2798057.3	-184.77
0.7	2	2012.0	3	-1809.5	5921316.0	-5325358.5	297978.8	5623337.3	-5623337.3	371.34
1.4	4	-493.5	5	542.5	-1452370.5	1596577.5	72103.5	-1524474.0	1524474.0	-100.67
2.1	6	123.0	7	113.5	361989.0	334030.5	348009.8	13979.3	-13979.3	0.92
3.0	8	149.5	9	65.0	439978.5	191295.0	315636.8	124341.8	-124341.8	8.21
4.4										0.000

Carga 153.15 kg.

Prof. (m)	SG	$\epsilon \times 10^6$	SG	$\epsilon \times 10^6$	$\sigma_{AXIAL} = E_{PVC} \times \epsilon$		Comp Axial ($\sigma_1 + \sigma_2$)/2	$\sigma_{flector}$		Mf N-m
					N/m ²			N/m ²		
0.2	0	-1688.75	1	1610.25	-4969991.3	4738965.8	-115512.8	-4854478.5	4854478.5	-320.57
0.7	2	3167.00	3	-3604.50	9320481.0	-10608043.5	-643781.3	9964262.3	-9964262.3	658.0
1.4	4	-1587.00	5	1574.75	-4670541.0	4634489.3	-18025.9	-4652515.1	4652515.1	-307.23
2.1	6	110.25	7	96.00	324465.8	282528.0	303496.9	20968.9	-20968.9	1.39
3.0	8	236.00	9	-11.75	694548.0	-34580.3	329983.9	364564.1	-364564.1	24.07
4.4										0.00

Figura 4.2. Momento flector en suelo colocado con rejilla.



Gráficas de momento flector versus profundidad

- a) Las gráficas del momento flector siguen la forma descrita por Broms para pilotes largos con cabezal restringido en suelos no cohesivos (Figura 2.25 a). La distribución de momentos flectores en la arena apisonada (Figura 4.1) se aproxima mejor a la gráfica de Broms que la de la arena suelta colocada con rejilla (Figura 4.2). El momento último ocurre en el cabezal debido a la excentricidad de la carga horizontal con respecto al nivel del suelo, además debido a que es mucho menos compacta que las capas inferiores.
- b) No hay simetría entre los momentos últimos (M_u) positivo y negativo como se espera según el método de Brinch Hansen, siendo de mayor valor los momentos negativos en el cabezal (contrarios a la dirección de la fuerza).
- c) Los valores máximos y puntos de inflexión de la distribución de momentos ocurren a diferente profundidad para el caso de arena apisonada y suelta. La Tablas 4.6 resume lo observado.

Tabla 4.6. Ubicación de momentos máximos y momento último en pilote

	Masa *	Arena apisonada		Arena suelta	
		Momento (N-M)	Profundidad (m)	Momento (N-M)	Profundidad (m)
Momento último positivo (Spline)	1	12.3	0.88	27.5	0.65
	2	34.5	0.88	104.4	0.65
	3	101.4	0.79	309.0	0.65
	4	157.0	0.79	371.8	0.65
	5	329.9	0.79	658.0	0.65
Momento máximo en cabezal (Spline)	1	-67.0	0.00	-105.0	0.00
	2	-144.0	0.00	-226.0	0.00
	3	-283.6	0.00	-374.0	0.00
	4	-400.0	0.00	-557.0	0.00
	5	-670.0	0.00	-963.0	0.00
1er Momento = 0	1 - 5	0.00	0.30	0.00	0.49 (0.39 en 165 kg)
2do Momento = 0	1	0.00	1.37	0.00	1.46
	2				1.46
	3				1.37
	4				1.46
	5				1.19

* Ver valor de masas aplicadas en la Tabla 3.8 del Capítulo III.

Figura 4.3 Momento máximo positivo M_u versus carga horizontal en el cabezal.

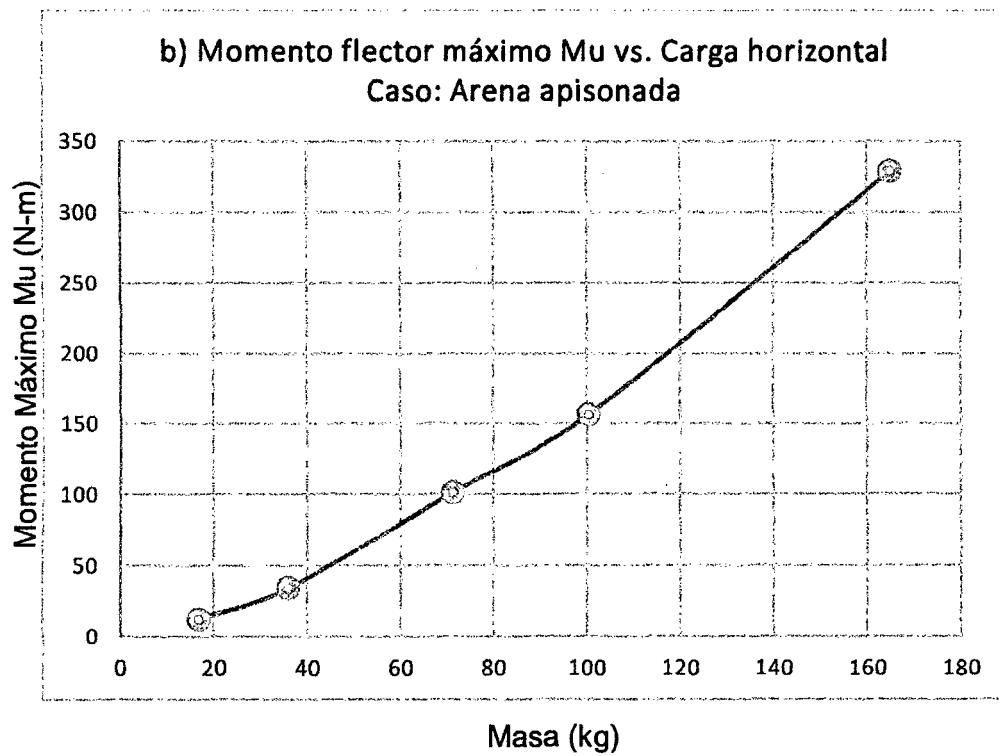
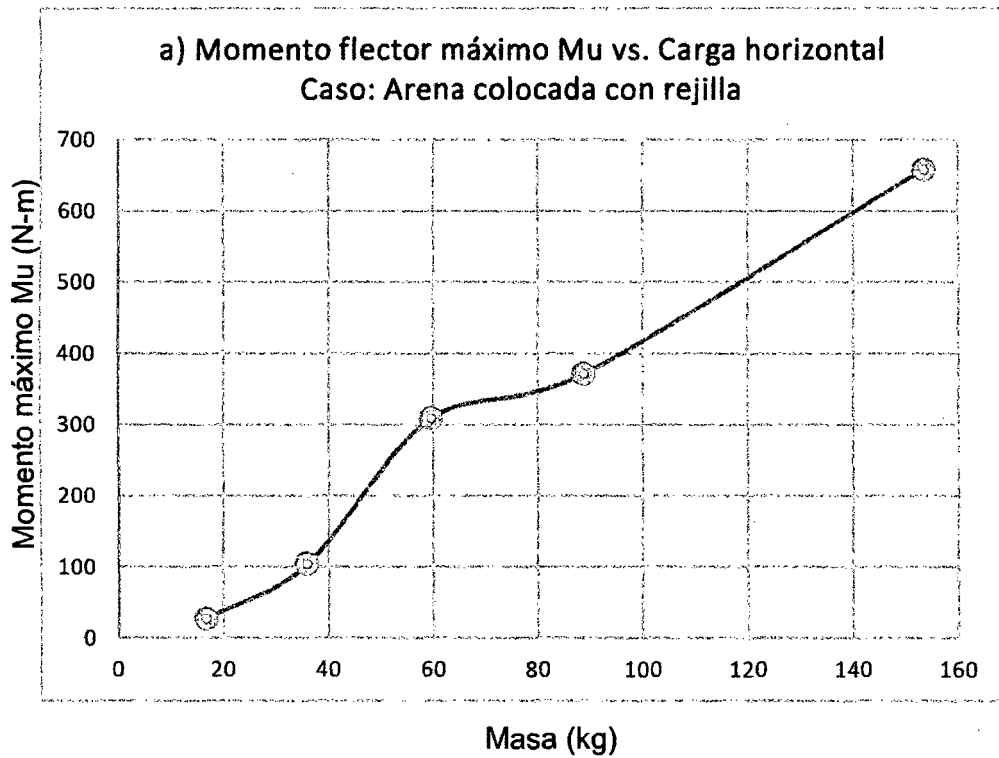
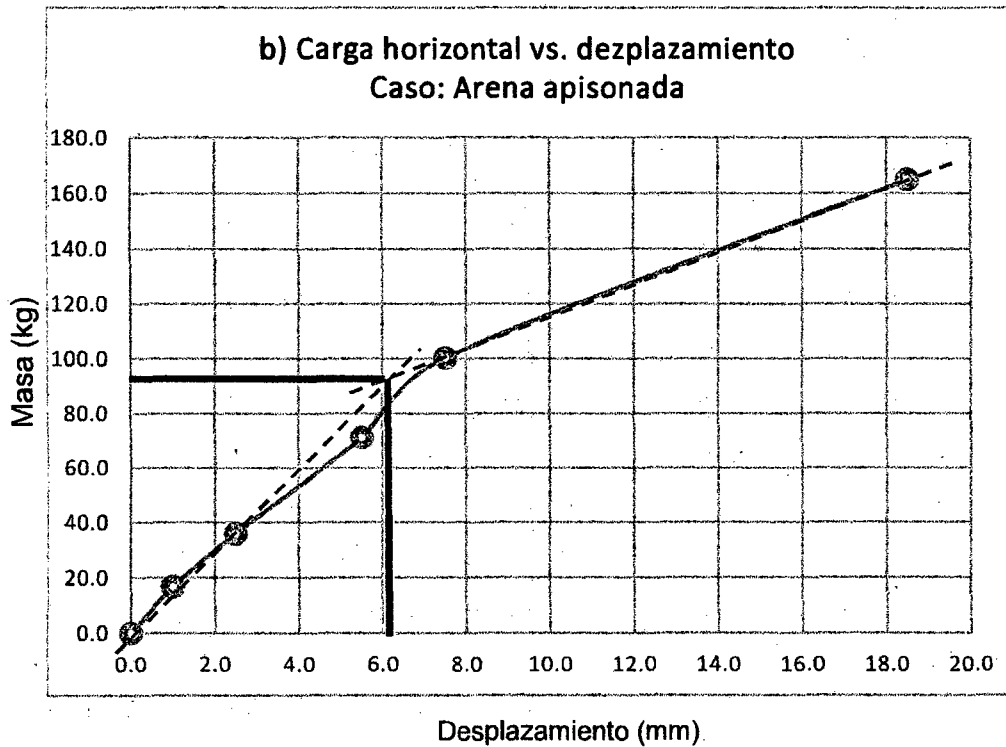
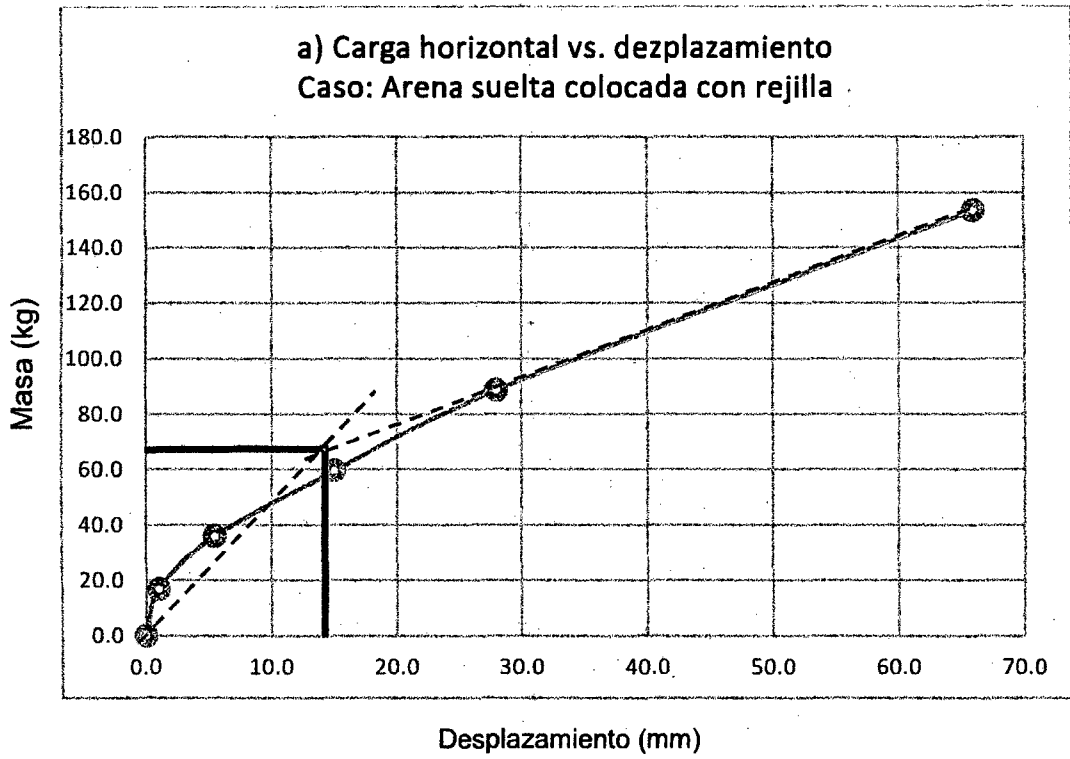


Figura 4.4 Carga horizontal en el cabezal versus desplazamiento en el cabezal.



En la Figura 4.3 se observa que la relación entre el momento máximo y la carga lateral es casi lineal. En la Figura 4.4 la carga última por desplazamiento para el pilote en arena suelta es 67 kg con un desplazamiento máximo de 14 mm Mientras que la carga última para arena apisonada es 95 kg para un desplazamiento de 6 mm.

Mediciones inclinométricas: Tablas 4.7 y 4.8

Debido a la precisión angular del inclinómetro, estas mediciones no se contrastarán con las deflexiones obtenidas de las mediciones de los strain gauges, pero si servirán para mostrar una tendencia general a lo largo del pilote. En este caso el valor de la deflexión del cabezal si es la mejor aproximación pues se realizó por medida directa en superficie con un error de ± 0.5 mm.

- a) La forma de la curva producto de las mediciones inclinométricas concuerdan con lo descrito por Brinch Hansen. Es posible distinguir el cambio de curvatura debido al empotramiento del cabezal en la arena suelta colocada con rejilla por encima de los 0.2 m de profundidad. En la arena apisonada esto solo es observable hasta la carga 71.25 kg.
- b) La arena apisonada tiene un desplazamiento brusco en dirección de la aplicación de la carga entre los 2.2 y 2.4 m de profundidad total. La inclinometría muestra una pérdida de resistencia del suelo desde la superficie del suelo hasta una profundidad aproximada de 0.8 m.
- c) La arena suelta aparenta perder la resistencia del suelo de manera menos brusca, aunque parece incrementarse mucho más entre el 1.2 y 1.4 m de profundidad.

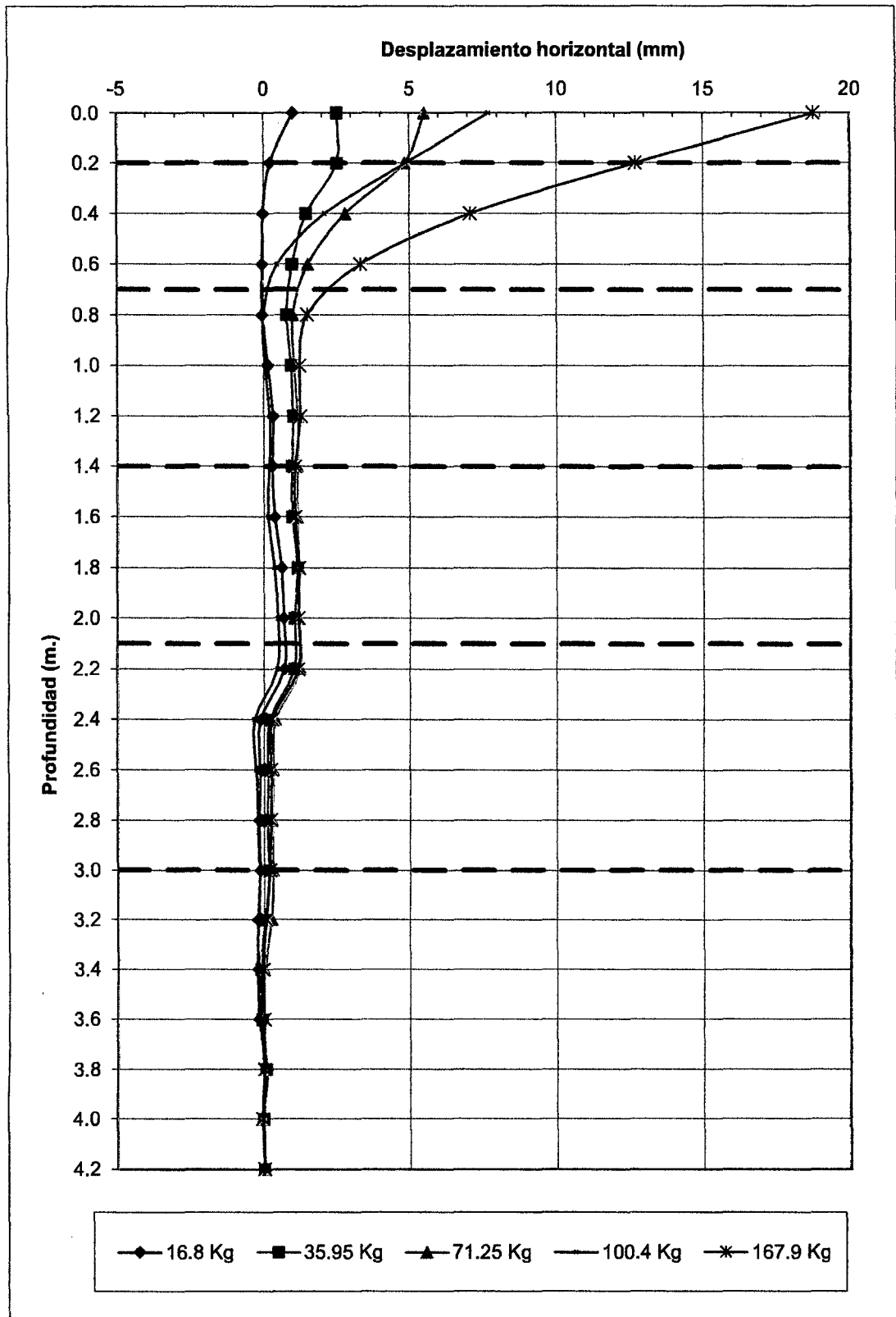
Mediciones con el inclinómetro IIFIC**Tabla 4.7. Arena colocada con apisonador vibratorio**

Carga	16.8 kg.	35.95 kg.	71.25 kg.	100.4 kg.	167.9 kg.
X* (m)	Y*(mm)	Y* (mm)	Y* (mm)	Y* (mm)	Y* (mm)
0.00	0.209	2.500	5.500	7.700	18.750
0.20	-0.017	2.496	4.817	4.869	12.688
0.40	-0.052	1.449	2.793	2.094	7.068
0.60	-0.052	0.960	1.501	0.454	3.299
0.80	0.140	0.768	0.995	-0.017	1.484
1.00	0.314	0.925	1.030	0.035	1.222
1.20	0.297	0.995	1.169	0.209	1.257
1.40	0.367	0.960	1.152	0.192	1.065
1.60	0.611	0.960	1.134	0.140	1.065
1.80	0.663	1.152	1.204	0.367	1.204
2.00	0.698	1.030	1.169	0.471	1.169
2.20	-0.122	1.030	1.239	0.454	1.169
2.40	-0.122	0.192	0.384	-0.332	0.279
2.60	-0.175	0.140	0.314	-0.262	0.244
2.80	-0.140	0.105	0.279	-0.227	0.227
3.00	-0.209	0.157	0.297	-0.157	0.192
3.20	-0.209	0.035	0.262	-0.192	0.070
3.40	-0.175	-0.122	0.000	-0.244	-0.035
3.60	0.087	-0.070	-0.052	-0.140	0.000
3.80	-0.035	0.052	0.000	-0.017	0.000
4.00	0.000	-0.017	-0.070	-0.035	-0.052
4.20	0.209	0.000	0.000	0.000	0.000

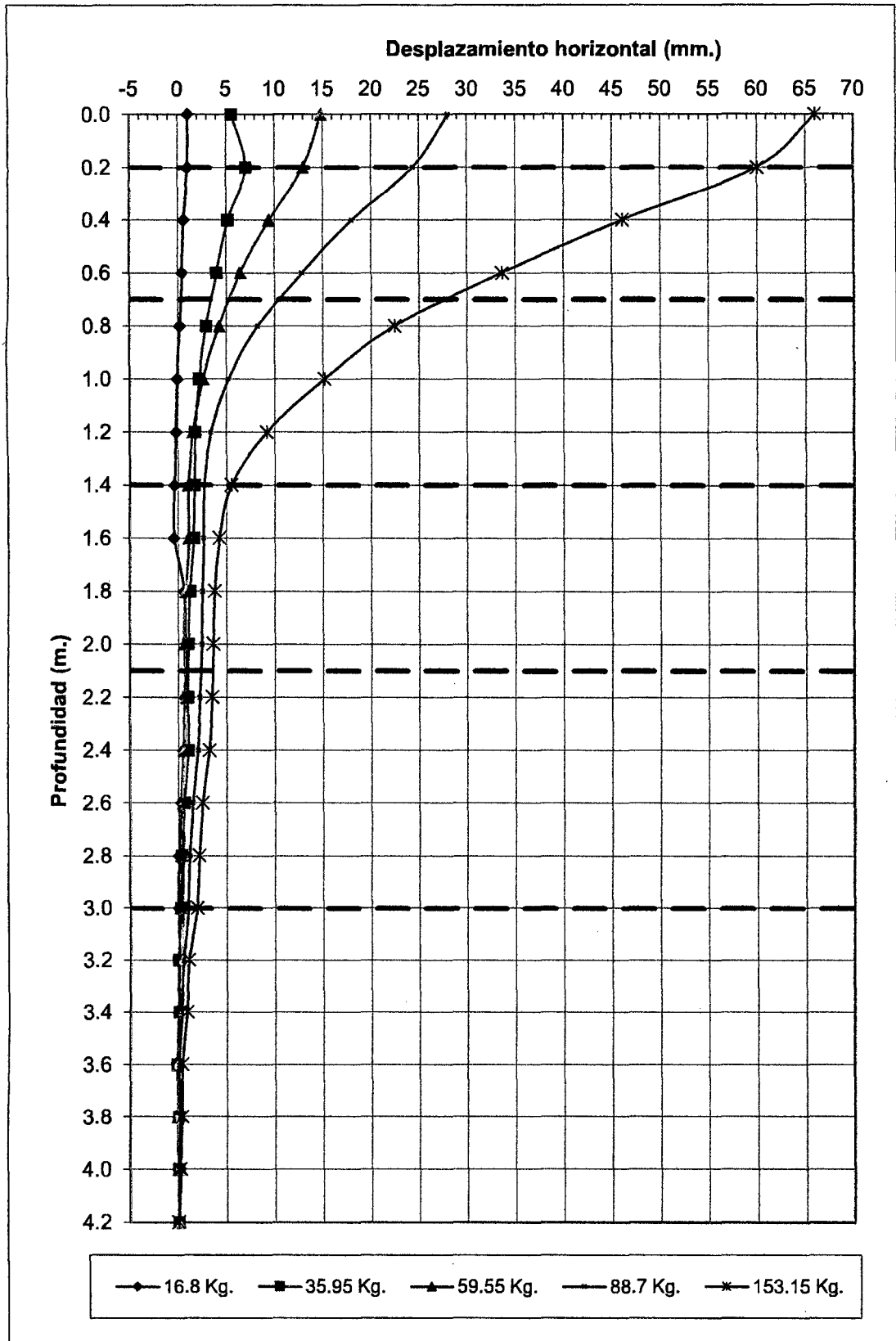
Tabla 4.8. Arena suelta colocada con rejilla

Carga	16.8 kg.	35.95 kg.	59.55 kg.	88.7 kg.	153.15 kg.
X* (m)	Y*(mm)	Y* (mm)	Y* (mm)	Y* (mm)	Y* (mm)
0.00	0.99	5.50	14.80	28.00	66.00
0.20	0.58	7.02	12.99	24.40	60.05
0.40	0.40	5.13	9.39	17.98	46.10
0.60	0.16	3.98	6.42	12.85	33.61
0.80	-0.12	2.86	4.22	8.24	22.48
1.00	-0.19	2.16	2.55	5.17	15.11
1.20	-0.40	1.75	1.54	3.39	9.18
1.40	-0.44	1.68	1.05	2.69	5.52
1.60	0.63	1.57	1.08	2.62	4.26
1.80	0.73	1.19	0.77	2.48	3.77
2.00	0.66	0.98	0.52	2.37	3.60
2.20	0.49	0.94	0.80	2.20	3.49
2.40	0.28	0.98	0.52	1.99	3.18
2.60	0.03	0.59	0.45	1.47	2.48
2.80	-0.03	0.28	0.49	1.12	2.13
3.00	0.03	0.21	0.38	0.98	1.92
3.20	-0.03	-0.03	0.38	0.49	1.05
3.40	-0.17	0.07	0.28	0.28	0.84
3.60	-0.07	-0.17	-0.10	0.03	0.35
3.80	-0.03	-0.03	-0.10	0.07	0.31
4.00	0.00	0.03	-0.07	0.00	0.17
4.20	0.99	0.00	0.00	0.00	0.00

**Figura 4.5. Curvas de deformación
Arena colocada con apisonador vibratorio**



**Figura 4.6. Curvas de deformación
 Arena suelta colocada con rejilla**



Curvas spline experimentales: Tablas 4.9 y 4.10, Figuras 4.22 a 4.33

- a) Para utilizar las ecuaciones 4.1 a 4.3 es necesario contar con una expresión analítica o numérica que permita la doble integración y calcular la segunda derivada de los momentos. La mejor aproximación a los valores numéricos se obtuvo utilizando la función de interpolación cúbica spline de MATLAB cada 8.8 cm. Luego se derivó dos veces por diferencias finitas centrales y se integró por diferencias finitas hacia atrás.
- b) Para aplicar la interpolación cúbica spline y diferencias finitas se supusieron valores en la frontera: momento, desplazamiento, cortante y presión del suelo cero a la profundidad máxima.
- c) Los valores obtenidos de esta manera se contrastaron con los valores obtenidos analíticamente. Esta parte se amplía en los siguientes puntos.

Tabla 4.9. VALORES NUMÉRICOS SPLINE EN ARENA APISONADA

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0	-0.07	-67.00	100.51	0.256	-143.50	85.041
0.09	0.03	-51.54	152.33	0.445	-113.31	145.525
0.18	0.08	-37.64	207.28	0.534	-84.43	241.935
0.26	0.10	-25.34	213.54	0.544	-57.43	313.788
0.35	0.10	-14.70	219.80	0.495	-32.86	385.642
0.44	0.07	-5.76	226.06	0.405	-11.28	457.495
0.53	0.04	1.44	232.31	0.293	6.76	529.347
0.62	0.00	6.83	236.23	0.173	20.70	592.106
0.70	-0.04	10.37	227.26	0.057	29.99	604.936
0.79	-0.07	12.09	197.80	-0.044	34.35	538.266
0.88	-0.10	12.27	156.59	-0.124	34.48	426.007
0.97	-0.12	11.23	113.59	-0.180	31.31	306.825
1.06	-0.13	9.32	70.59	-0.212	25.77	187.643
1.14	-0.13	6.85	27.59	-0.222	18.78	68.461
1.23	-0.12	4.18	-15.41	-0.215	11.25	-50.716
1.32	-0.11	1.62	-55.27	-0.194	4.12	-161.111
1.41	-0.10	-0.49	-79.32	-0.165	-1.69	-227.192
1.50	-0.08	-1.91	-79.31	-0.133	-5.54	-225.882
1.58	-0.07	-2.69	-66.11	-0.102	-7.60	-187.629
1.67	-0.06	-2.97	-51.10	-0.076	-8.21	-144.289
1.76	-0.05	-2.85	-36.09	-0.054	-7.70	-100.949
1.85	-0.04	-2.45	-21.08	-0.039	-6.41	-57.609
1.94	-0.03	-1.89	-6.08	-0.028	-4.67	-14.274

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
2.02	-0.03	-1.28	7.83	-0.022	-2.83	25.870
2.11	-0.02	-0.74	16.62	-0.020	-1.20	51.153
2.20	-0.02	-0.36	17.96	-0.019	-0.04	54.853
2.29	-0.02	-0.11	15.41	-0.020	0.68	47.244
2.38	-0.02	0.01	12.37	-0.020	1.04	38.230
2.46	-0.01	0.04	9.33	-0.020	1.11	29.215
2.55	-0.01	0.00	6.29	-0.019	0.94	20.201
2.64	-0.01	-0.09	3.26	-0.017	0.62	11.187
2.73	-0.01	-0.20	0.22	-0.015	0.22	2.172
2.82	-0.01	-0.32	-2.82	-0.012	-0.20	-6.842
2.90	0.00	-0.42	-5.68	-0.009	-0.57	-15.368
2.99	0.00	-0.47	-7.28	-0.007	-0.82	-20.352
3.08	0.00	-0.46	-6.57	-0.004	-0.89	-18.874
3.17	0.00	-0.39	-4.34	-0.002	-0.81	-13.146
3.26	0.00	-0.29	-1.81	-0.001	-0.62	-6.577
3.34	0.00	-0.18	0.72	-0.001	-0.39	-0.011
3.43	0.00	-0.07	2.98	0.000	-0.15	5.888
3.52	0.00	0.02	4.17	-0.001	0.04	9.107
3.61	0.00	0.06	3.93	-0.001	0.14	8.778
3.70	0.00	0.08	3.02	-0.001	0.17	6.751
3.78	0.00	0.07	2.04	-0.001	0.16	4.556
3.87	0.00	0.05	1.06	-0.001	0.10	2.361
3.96	0.00	0.02	0.07	-0.001	0.03	0.166
4.05	0.00	-0.02	-0.91	-0.001	-0.04	-2.029
4.14	0.00	-0.04	-1.89	0.000	-0.09	-4.224
4.22	0.00	-0.05	-2.87	0.000	-0.12	-6.419
4.31	0.00	-0.04	-2.64	0.000	-0.09	-5.912
4.40	0.00	0.00	-1.93	0.000	0.00	-4.307

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0	2.419	-283.592	-219.870	4.103	-399.970	-339.040
0.09	2.639	-231.139	-248.853	4.330	-324.360	-387.705
0.18	2.660	-175.280	-115.935	4.278	-243.499	-194.660
0.26	2.519	-118.524	207.869	3.998	-161.131	288.760
0.35	2.256	-63.378	531.673	3.549	-80.998	772.180
0.44	1.910	-12.348	855.477	2.987	-6.846	1255.600
0.53	1.520	32.056	1179.279	2.368	57.583	1739.016
0.62	1.121	67.328	1472.142	1.745	108.545	2176.273

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0.70	0.744	90.960	1595.145	1.162	142.297	2360.097
0.79	0.415	101.403	1447.679	0.655	156.524	2140.380
0.88	0.149	100.453	1145.116	0.247	153.904	1689.258
0.97	-0.046	90.636	819.000	-0.052	138.203	1202.996
1.06	-0.171	74.475	492.884	-0.242	113.185	716.734
1.14	-0.233	54.498	166.768	-0.337	82.618	230.471
1.23	-0.242	33.230	-159.333	-0.352	50.265	-255.770
1.32	-0.213	13.195	-461.224	-0.309	19.893	-705.753
1.41	-0.161	-3.080	-640.936	-0.231	-4.733	-972.766
1.50	-0.100	-13.821	-634.840	-0.139	-20.970	-961.519
1.58	-0.041	-19.537	-526.891	-0.051	-29.598	-797.740
1.67	0.008	-21.172	-404.915	0.023	-32.049	-612.955
1.76	0.044	-19.672	-282.939	0.076	-29.753	-428.169
1.85	0.065	-15.981	-160.963	0.107	-24.141	-243.383
1.94	0.072	-11.043	-39.003	0.116	-16.644	-58.621
2.02	0.068	-5.804	74.006	0.109	-8.694	112.576
2.11	0.057	-1.206	145.305	0.091	-1.720	220.576
2.20	0.041	2.081	156.039	0.066	3.266	236.804
2.29	0.024	4.130	135.034	0.040	6.371	204.942
2.38	0.009	5.133	110.086	0.017	7.890	167.105
2.46	-0.003	5.283	85.138	-0.003	8.115	129.268
2.55	-0.012	4.774	60.190	-0.016	7.338	91.431
2.64	-0.017	3.799	35.242	-0.024	5.854	53.594
2.73	-0.019	2.551	10.294	-0.027	3.954	15.757
2.82	-0.018	1.223	-14.655	-0.026	1.933	-22.080
2.90	-0.015	0.009	-38.327	-0.022	0.082	-57.986
2.99	-0.011	-0.898	-52.742	-0.017	-1.304	-79.871
3.08	-0.007	-1.346	-50.266	-0.011	-1.993	-76.179
3.17	-0.004	-1.386	-36.683	-0.007	-2.067	-55.668
3.26	-0.002	-1.143	-20.900	-0.004	-1.710	-31.825
3.34	-0.001	-0.738	-5.125	-0.002	-1.106	-7.994
3.43	-0.001	-0.293	9.122	-0.001	-0.440	13.532
3.52	-0.001	0.069	17.222	-0.002	0.103	25.787
3.61	-0.002	0.274	17.189	-0.002	0.411	25.774
3.70	-0.002	0.343	13.263	-0.003	0.514	19.890
3.78	-0.002	0.309	8.951	-0.003	0.463	13.423
3.87	-0.002	0.205	4.639	-0.003	0.308	6.957
3.96	-0.002	0.066	0.327	-0.003	0.099	0.490
4.05	-0.001	-0.076	-3.985	-0.002	-0.113	-5.977
4.14	-0.001	-0.186	-8.297	-0.001	-0.280	-12.443

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
4.22	0.000	-0.233	-12.610	-0.001	-0.350	-18.910
4.31	0.000	-0.182	-11.613	0.000	-0.273	-17.416
4.40	0.000	0.000	-8.461	0.000	0.000	-12.688

X (m)	165.00 kg		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0	10.524	-669.000	-1169.586
0.09	10.572	-550.564	-1476.502
0.18	10.152	-414.013	-1227.663
0.26	9.347	-267.956	-116.154
0.35	8.253	-120.998	995.355
0.44	6.971	18.251	2106.864
0.53	5.605	141.184	3218.365
0.62	4.252	239.195	4230.002
0.70	2.997	303.675	4693.355
0.79	1.910	329.110	4283.675
0.88	1.035	320.784	3373.364
0.97	0.389	286.335	2387.028
1.06	-0.031	233.400	1400.693
1.14	-0.252	169.619	414.358
1.23	-0.309	102.629	-571.934
1.32	-0.248	40.068	-1484.148
1.41	-0.116	-10.427	-2022.538
1.50	0.045	-43.511	-1992.423
1.58	0.199	-60.833	-1650.672
1.67	0.322	-65.372	-1266.003
1.76	0.403	-60.107	-881.334
1.85	0.438	-48.017	-496.664
1.94	0.430	-32.081	-112.044
2.02	0.390	-15.278	244.290
2.11	0.327	-0.584	468.837
2.20	0.253	9.895	502.012
2.29	0.179	16.390	434.905
2.38	0.112	19.517	355.338
2.46	0.056	19.892	275.771
2.55	0.014	18.132	196.204
2.64	-0.015	14.852	116.638
2.73	-0.030	10.669	37.071
2.82	-0.036	6.199	-42.496

X (m)	165.00 kg		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
2.90	-0.033	2.058	-118.083
2.99	-0.027	-1.138	-164.768
3.08	-0.019	-2.895	-158.731
3.17	-0.011	-3.370	-118.026
3.26	-0.006	-2.932	-70.451
3.34	-0.003	-1.947	-22.900
3.43	-0.003	-0.786	20.150
3.52	-0.003	0.185	45.104
3.61	-0.004	0.736	46.109
3.70	-0.005	0.921	35.655
3.78	-0.006	0.830	24.062
3.87	-0.005	0.552	12.470
3.96	-0.005	0.178	0.878
4.05	-0.004	-0.203	-10.714
4.14	-0.002	-0.501	-22.306
4.22	-0.001	-0.627	-33.898
4.31	0.000	-0.489	-31.220
4.40	0.000	0.000	-22.745

Tabla 4.10. VALORES NUMÉRICOS SPLINE EN ARENA SUELTA COLOCADA CON REJILLA

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0	-0.074	-67.000	100.512	0.256	-143.50	85.041
0.09	0.028	-51.541	152.333	0.445	-113.31	145.525
0.18	0.084	-37.638	207.282	0.534	-84.43	241.935
0.26	0.103	-25.341	213.540	0.544	-57.43	313.788
0.35	0.096	-14.697	219.798	0.495	-32.86	385.642
0.44	0.071	-5.755	226.055	0.405	-11.28	457.495
0.53	0.037	1.436	232.313	0.293	6.76	529.347
0.62	-0.002	6.828	236.226	0.173	20.70	592.106
0.70	-0.040	10.372	227.265	0.057	29.99	604.936
0.79	-0.074	12.094	197.805	-0.044	34.35	538.266
0.88	-0.100	12.269	156.590	-0.124	34.48	426.007
0.97	-0.117	11.232	113.591	-0.180	31.31	306.825
1.06	-0.126	9.315	70.591	-0.212	25.77	187.643
1.14	-0.127	6.852	27.592	-0.222	18.78	68.461
1.23	-0.122	4.175	-15.406	-0.215	11.25	-50.716
1.32	-0.111	1.617	-55.270	-0.194	4.12	-161.111

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
1.41	-0.098	-0.488	-79.316	-0.165	-1.69	-227.192
1.50	-0.084	-1.905	-79.308	-0.133	-5.54	-225.882
1.58	-0.070	-2.694	-66.114	-0.102	-7.60	-187.629
1.67	-0.057	-2.971	-51.104	-0.076	-8.21	-144.289
1.76	-0.047	-2.853	-36.095	-0.054	-7.70	-100.949
1.85	-0.038	-2.454	-21.085	-0.039	-6.41	-57.609
1.94	-0.031	-1.893	-6.077	-0.028	-4.67	-14.274
2.02	-0.026	-1.284	7.831	-0.022	-2.83	25.870
2.11	-0.023	-0.745	16.616	-0.020	-1.20	51.153
2.20	-0.020	-0.357	17.961	-0.019	-0.04	54.853
2.29	-0.018	-0.111	15.407	-0.020	0.68	47.244
2.38	-0.016	0.015	12.369	-0.020	1.04	38.230
2.46	-0.014	0.045	9.331	-0.020	1.11	29.215
2.55	-0.012	0.003	6.293	-0.019	0.94	20.201
2.64	-0.010	-0.088	3.255	-0.017	0.62	11.187
2.73	-0.008	-0.204	0.217	-0.015	0.22	2.172
2.82	-0.006	-0.322	-2.821	-0.012	-0.20	-6.842
2.90	-0.005	-0.418	-5.684	-0.009	-0.57	-15.368
2.99	-0.003	-0.468	-7.282	-0.007	-0.82	-20.352
3.08	-0.002	-0.455	-6.571	-0.004	-0.89	-18.874
3.17	-0.001	-0.389	-4.341	-0.002	-0.81	-13.146
3.26	-0.001	-0.290	-1.811	-0.001	-0.62	-6.577
3.34	0.000	-0.176	0.718	-0.001	-0.39	-0.011
3.43	0.000	-0.067	2.980	0.000	-0.15	5.888
3.52	0.000	0.016	4.168	-0.001	0.04	9.107
3.61	0.000	0.062	3.934	-0.001	0.14	8.778
3.70	0.000	0.078	3.020	-0.001	0.17	6.751
3.78	0.000	0.070	2.038	-0.001	0.16	4.556
3.87	0.000	0.047	1.056	-0.001	0.10	2.361
3.96	0.000	0.015	0.074	-0.001	0.03	0.166
4.05	0.000	-0.017	-0.907	-0.001	-0.04	-2.029
4.14	0.000	-0.042	-1.889	0.000	-0.09	-4.224
4.22	0.000	-0.053	-2.871	0.000	-0.12	-6.419
4.31	0.000	-0.041	-2.644	0.000	-0.09	-5.912
4.40	0.000	0.000	-1.926	0.000	0.00	-4.307

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0	2.419	-283.592	-219.870	4.103	-399.970	-339.040
0.09	2.639	-231.139	-248.853	4.330	-324.360	-387.705
0.18	2.660	-175.280	-115.935	4.278	-243.499	-194.660
0.26	2.519	-118.524	207.869	3.998	-161.131	288.760
0.35	2.256	-63.378	531.673	3.549	-80.998	772.180
0.44	1.910	-12.348	855.477	2.987	-6.846	1255.600
0.53	1.520	32.056	1179.279	2.368	57.583	1739.016
0.62	1.121	67.328	1472.142	1.745	108.545	2176.273
0.70	0.744	90.960	1595.145	1.162	142.297	2360.097
0.79	0.415	101.403	1447.679	0.655	156.524	2140.380
0.88	0.149	100.453	1145.116	0.247	153.904	1689.258
0.97	-0.046	90.636	819.000	-0.052	138.203	1202.996
1.06	-0.171	74.475	492.884	-0.242	113.185	716.734
1.14	-0.233	54.498	166.768	-0.337	82.618	230.471
1.23	-0.242	33.230	-159.333	-0.352	50.265	-255.770
1.32	-0.213	13.195	-461.224	-0.309	19.893	-705.753
1.41	-0.161	-3.080	-640.936	-0.231	-4.733	-972.766
1.50	-0.100	-13.821	-634.840	-0.139	-20.970	-961.519
1.58	-0.041	-19.537	-526.891	-0.051	-29.598	-797.740
1.67	0.008	-21.172	-404.915	0.023	-32.049	-612.955
1.76	0.044	-19.672	-282.939	0.076	-29.753	-428.169
1.85	0.065	-15.981	-160.963	0.107	-24.141	-243.383
1.94	0.072	-11.043	-39.003	0.116	-16.644	-58.621
2.02	0.068	-5.804	74.006	0.109	-8.694	112.576
2.11	0.057	-1.206	145.305	0.091	-1.720	220.576
2.20	0.041	2.081	156.039	0.066	3.266	236.804
2.29	0.024	4.130	135.034	0.040	6.371	204.942
2.38	0.009	5.133	110.086	0.017	7.890	167.105
2.46	-0.003	5.283	85.138	-0.003	8.115	129.268
2.55	-0.012	4.774	60.190	-0.016	7.338	91.431
2.64	-0.017	3.799	35.242	-0.024	5.854	53.594
2.73	-0.019	2.551	10.294	-0.027	3.954	15.757
2.82	-0.018	1.223	-14.655	-0.026	1.933	-22.080
2.90	-0.015	0.009	-38.327	-0.022	0.082	-57.986
2.99	-0.011	-0.898	-52.742	-0.017	-1.304	-79.871
3.08	-0.007	-1.346	-50.266	-0.011	-1.993	-76.179
3.17	-0.004	-1.386	-36.683	-0.007	-2.067	-55.668
3.26	-0.002	-1.143	-20.900	-0.004	-1.710	-31.825
3.34	-0.001	-0.738	-5.125	-0.002	-1.106	-7.994
3.43	-0.001	-0.293	9.122	-0.001	-0.440	13.532

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
3.52	-0.001	0.069	17.222	-0.002	0.103	25.787
3.61	-0.002	0.274	17.189	-0.002	0.411	25.774
3.70	-0.002	0.343	13.263	-0.003	0.514	19.890
3.78	-0.002	0.309	8.951	-0.003	0.463	13.423
3.87	-0.002	0.205	4.639	-0.003	0.308	6.957
3.96	-0.002	0.066	0.327	-0.003	0.099	0.490
4.05	-0.001	-0.076	-3.985	-0.002	-0.113	-5.977
4.14	-0.001	-0.186	-8.297	-0.001	-0.280	-12.443
4.22	0.000	-0.233	-12.610	-0.001	-0.350	-18.910
4.31	0.000	-0.182	-11.613	0.000	-0.273	-17.416
4.40	0.000	0.000	-8.461	0.000	0.000	-12.688

X (m)	165.00 kg		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
0	10.524	-669.000	-1169.586
0.09	10.572	-550.564	-1476.502
0.18	10.152	-414.013	-1227.663
0.26	9.347	-267.956	-116.154
0.35	8.253	-120.998	995.355
0.44	6.971	18.251	2106.864
0.53	5.605	141.184	3218.365
0.62	4.252	239.195	4230.002
0.70	2.997	303.675	4693.355
0.79	1.910	329.110	4283.675
0.88	1.035	320.784	3373.364
0.97	0.389	286.335	2387.028
1.06	-0.031	233.400	1400.693
1.14	-0.252	169.619	414.358
1.23	-0.309	102.629	-571.934
1.32	-0.248	40.068	-1484.148
1.41	-0.116	-10.427	-2022.538
1.50	0.045	-43.511	-1992.423
1.58	0.199	-60.833	-1650.672
1.67	0.322	-65.372	-1266.003
1.76	0.403	-60.107	-881.334
1.85	0.438	-48.017	-496.664
1.94	0.430	-32.081	-112.044
2.02	0.390	-15.278	244.290
2.11	0.327	-0.584	468.837

X (m)	165.00 kg		
	Deflex Y (mm)	Mom. Fl. (N.m)	Resistencia Suelo (kg/m)
2.20	0.253	9.895	502.012
2.29	0.179	16.390	434.905
2.38	0.112	19.517	355.338
2.46	0.056	19.892	275.771
2.55	0.014	18.132	196.204
2.64	-0.015	14.852	116.638
2.73	-0.030	10.669	37.071
2.82	-0.036	6.199	-42.496
2.90	-0.033	2.058	-118.083
2.99	-0.027	-1.138	-164.768
3.08	-0.019	-2.895	-158.731
3.17	-0.011	-3.370	-118.026
3.26	-0.006	-2.932	-70.451
3.34	-0.003	-1.947	-22.900
3.43	-0.003	-0.786	20.150
3.52	-0.003	0.185	45.104
3.61	-0.004	0.736	46.109
3.70	-0.005	0.921	35.655
3.78	-0.006	0.830	24.062
3.87	-0.005	0.552	12.470
3.96	-0.005	0.178	0.878
4.05	-0.004	-0.203	-10.714
4.14	-0.002	-0.501	-22.306
4.22	-0.001	-0.627	-33.898
4.31	0.000	-0.489	-31.220
4.40	0.000	0.000	-22.745

4.3 MÉTODOS ANALÍTICOS

4.3.1 Método de Reese (COM624P)

En esta sección se describen los resultados que originan las Figuras 4.34 a 4.37 agrupadas bajo el título "Comparación de datos experimentales interpolados con Spline y Resultados analíticos".

Arena apisonada

- a) Los valores de momento máximo positivo (M_u) se desarrollan a 0.53 ± 0.05 m de profundidad, a 0.35 ± 0.10 cm por debajo de la ubicación experimental del M_u positivo en todas las cargas.
- b) La profundidad a la que los momentos se vuelven mínimos (1er Momento~0) es a 0.30 ± 0.05 m de profundidad, 0.18 ± 0.05 m por encima de los resultados experimentales (4.4% longitud total). La profundidad donde 2do Momento~0 para todas las cargas es 1.01 ± 0.05 m, igual a la obtenida experimentalmente
- c) Las relaciones de momentos máximos positivos M_u entre el caso experimental y los resultados obtenidos con COM624P son:

Tabla 4.11. Comparación entre Momento máximo experimental y analítico en arena apisonada.

Carga kg.	Momento máximo M_u (N.m)		Porcentaje del valor analítico %
	COM624P	Experimental	
16.80	31.3	12.3	39.3 %
35.95	66.9	34.5	52 %
71.25	132.2	101.4	78 %
100.40	186.4	156.5	84 %
165.00	313.0	329.11	105%

Salvo en la última carga (165 kg), los valores obtenidos analíticamente están por encima de los medidos experimentales.

- d) Las deflexiones obtenidas de las mediciones con strain gauges son superiores hasta por 6 mm (120% en 165 kg. de carga) de las obtenidas analíticamente. En este caso la diferencia de los valores máximos analíticos y experimentales es menor que en el caso de arena suelta, con diferencias promedio de ± 3 mm y en el caso de las dos cargas iniciales (16.8 kg y 35.95 kg) el valor analítico es superior al experimental

Arena suelta colocada con rejilla

- a) Los valores de momento máximo positivo (M_u) se desarrollan a 0.70 ± 0.05 m de profundidad, a 0.14 ± 0.05 cm por debajo de la ubicación de M_u positivo máximo experimental en todas las cargas.

- b) La profundidad a la que se los momentos se vuelven mínimos ($M1 \sim 0$) es a 0.30 ± 0.05 m de profundidad, 0.19 ± 0.05 m por debajo de los resultados experimentales (4.4% longitud total). La profundidad donde ocurre $M2$ para todas las cargas es 1.37 m, igual a la obtenida experimentalmente.
- c) Las relaciones de momentos máximos positivos M_u entre el caso experimental y los resultados obtenidos con COM624P son:

Tabla 4.12. Comparación entre Momento máximo experimental y analítico en arena suelta colocada con rejilla.

Carga kg.	Momento máximo M_u (N.m)		Porcentaje del valor analítico %
	COM624P	Experimental	
16.80	36.4	27.5	75.5%
35.95	80.0	104.4	130 %
59.55	132.2	309.0	234 %
88.70	197.7	371.8	188 %
153.50	341.2	658.4	193 %

Los momentos analíticos (COM624P) están por debajo del valor medido experimentalmente, salvo para la carga inicial (16.8 kg). El valor experimental llega a ser casi el doble del valor analítico.

- d) Las deflexiones obtenidas de las mediciones con strain gauges son superiores hasta por 7 mm (260%) de las obtenidas analíticamente. En general son superiores por más de 100% para las cargas de 35.95 kg y 59.55 kg. El valor de la deflexión para las cargas 59.55 kg, 88.7 kg y 153 kg se incrementa normalmente mientras que los valores experimentales son casi constantes a partir del 59.55 kg.
- e) La forma de la distribución de la respuesta del suelo p (kg/m) se aproxima a lo descrito por Reese y Matlock (1956) que observamos en la figura 2.32 (capítulo 2) pero en mucha mayor escala que lo obtenido analíticamente.
- f) Si comparamos el valor analítico con el experimental, en las primeras dos cargas (16.8 kg y 35.5 kg) la presión del suelo experimental en el cabezal es positiva, lo que no es correcto ya que la carga tiene una excentricidad de 20 cm por encima del nivel del suelo. En el caso de las otras cargas la presión del suelo se aproxima a cero en el cabezal y tiene un punto de inflexión a una profundidad de 0.1 m. por debajo del cabezal cuando lo

correcto es que coincida con la zona donde termine el suelo, que es a 20 cm por debajo del cabezal como bien lo indica la gráfica del COM624P.

- g) El valor de presión del suelo máximo positivo analítico se ubica a aproximadamente 20 cm por encima del valor experimental pero de valor mucho menor.
- h) En general las formas experimental y analítica son muy parecidas pero la experimental tiene valores muy superiores a la analítica.

4.3.2 Curvas Experimentales P-Y

Esta sección describe las curvas p-y obtenidas a partir de la aproximación numérica (Spline) de los resultados medidos al ensayo de pilote sometido a carga horizontal en arena. El valor de la reacción del suelo (p) y deflexión (y) se obtienen del procesamiento de medidas con los strain gauge, con excepción del valor de la deflexión en el cabezal (Profundidad 0.00 m) donde se tomó como referencia las mediciones tomadas con regla.

Las Figuras 4.7 a 4.21 agrupadas bajo el título "Curvas Experimentales P-Y" y las Tablas 4.15 a 4.29 muestran las curvas p-y y sus valores numéricos respectivamente. Las curvas se han agrupado por la escala de valores numéricos con el fin que se puede observar y comparar la tendencia de la curva p-y.

La precisión de medidas obtenidas con los strain gauges y el error producto de la diferenciación e integración de resultados hace que los valores se dispersen, sobre todo en el caso de la arena suelta. Por eso el análisis de resultados será básicamente de tipo descriptivo y cualitativo.

Arena colocada con apisonador vibratorio: Figuras 4.7. a 4.13.

- La pendiente de la curva p-y por encima de los 35 cm de profundidad es negativa, y como es de esperarse alcanza valores de deflexión (y en eje de abscisas) mayores con valores menores de la presión del suelo (p en eje de ordenadas), en comparación con las curvas p-y a mayor profundidad. El valor negativo de p es coherente con la pendiente de la curva spline de la distribución de presión de suelo con la profundidad, como se observa en la Figura 4.23 para el caso de la carga horizontal de 16.8 kg.
- Las curvas más superficiales (Figura 4.23) tienen un mayor valor de deflexión respecto a las más profundas debido a que en esta zona el confinamiento vertical es nulo y se espera que el suelo falle (Reese, Cox y Koop, 1974).

- La deflexión entre cada punto de la curva p-y se aleja en el sentido de las abscisas (y) a medida que la carga se incrementa. Esto genera cierta incertidumbre sobre la forma y comportamiento de la curva p-y, ya que por ejemplo en la Figura 4.10 hay un gran espacio entre los dos últimos puntos de todas las curvas p-y (cargas 88.7 kg y 153.5 kg). No se puede afirmar si la curva es lineal entre esos dos puntos o si existe una cumbre en la curva.
- En las Figuras 4.7 y 4.8 se puede distinguir un cambio de pendiente en la curva. La primera pendiente puede corresponder al comportamiento lineal inicial dentro del rango elástico o el k inicial, para luego pasar a un comportamiento no lineal. Harían falta más puntos intermedios para verificar esta hipótesis.
- Los puntos de la curva p-y en las Figuras 4.9, a 4.11 (0.8 m y 2.8 m de profundidad) muestran un comportamiento inicial disperso. Esto concuerda con la distribución de deflexiones del pilote resultado de la integración numérica (Figura 4.28).
- A partir de los 2.9 m de profundidad (Figura 4.12 en adelante) el comportamiento se observa lineal. Las deflexiones son tan pequeñas que la respuesta del suelo está dentro del rango lineal y corresponden al valor del módulo de reacción horizontal del suelo k.

Arena suelta colocada con rejilla: Figuras 4.14 a 4.21

- En este caso los puntos de las curvas p-y muestran un comportamiento errático desde la superficie hasta aproximadamente 1.3 m. de profundidad. En la distribución de deflexiones de la Figura 4.22 las curvas de deflexión para la 3ra y 4ta carga se cruzan, haciendo que las deflexiones para la carga de 59.55 kg sea mayor que las deflexiones de 88.7 kg.
- En superficie, dado el estado suelto a muy suelto de la arena, una vez que se aplica la carga la arena tiende a acomodarse alrededor del pilote modificando la deflexión del pilote para una misma carga. Es posible que la medición de los strain gauges no sea estable debido a este fenómeno de acomodamiento.
- Entre los 1.3 m y 2.73 m de profundidad las curvas p-y muestran un comportamiento similar a las superficiales en el suelo compactado, con cambio de pendiente más pronunciado y desplazamientos mucho mayores en comparación a los obtenidos en el caso de arena apisonada.

- Las curvas p-y a partir de los 3.0 m de profundidad tienen pendientes negativas e incluso parece que la deflexión disminuyera, a pesar que la presión del suelo se incrementa. Esto puede deberse al reacomodo del suelo o a errores en la integración numérica.

Tabla 4.13. COM624P: Arena apisonada

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0	4.80E-01	-6.70E+01	-6.64E+01	1.03E+00	-1.43E+02	-1.42E+02
0.09	4.55E-01	-4.99E+01	-3.54E+01	9.75E-01	-1.07E+02	-7.55E+01
0.18	3.94E-01	-3.03E+01	-6.54E+00	8.41E-01	-6.47E+01	-1.40E+01
0.26	3.07E-01	-1.00E+01	1.37E+01	6.60E-01	-2.15E+01	2.93E+01
0.35	2.16E-01	9.12E+00	2.27E+01	4.62E-01	1.95E+01	4.86E+01
0.44	1.31E-01	2.66E+01	1.67E+02	2.79E-01	5.68E+01	3.59E+02
0.53	6.48E-02	3.12968E+01	1.19E+02	1.39E-01	6.69E+01	2.54E+02
0.62	2.24E-02	2.70E+01	5.32E+01	4.80E-02	5.77E+01	1.14E+02
0.70	1.70E-04	1.86E+01	4.96E-01	3.63E-04	4.00E+01	1.06E+00
0.79	-8.13E-03	1.03E+01	-2.82E+01	-1.74E-02	2.21E+01	-6.04E+01
0.88	-8.71E-03	4.11E+00	-3.41E+01	-1.86E-02	8.79E+00	-7.29E+01
0.97	-6.22E-03	4.80E-01	-2.79E+01	-1.33E-02	1.03E+00	-5.95E+01
1.06	-3.40E-03	-1.04E+00	-1.70E+01	-7.26E-03	-2.21E+00	-3.64E+01
1.14	-1.33E-03	-1.27E+00	-7.38E+00	-2.84E-03	-2.70E+00	-1.58E+01
1.23	-2.07E-04	-9.31E-01	-1.26E+00	-4.42E-04	-1.99E+00	-2.70E+00
1.32	2.20E-04	-5.02E-01	1.46E+00	4.70E-04	-1.07E+00	3.13E+00
1.41	2.72E-04	-1.84E-01	1.96E+00	5.82E-04	-3.93E-01	4.20E+00
1.50	1.87E-04	-1.48E-02	1.45E+00	4.01E-04	-3.16E-02	3.11E+00
1.58	9.12E-05	4.41E-02	7.57E-01	1.95E-04	9.43E-02	1.62E+00
1.67	2.82E-05	4.54E-02	2.41E-01	6.02E-05	9.73E-02	5.14E-01
1.76	-1.04E-06	2.86E-02	-9.46E-03	-2.23E-06	6.11E-02	-2.02E-02
1.85	-8.89E-06	1.24E-02	-8.57E-02	-1.90E-05	2.66E-02	-1.84E-01
1.94	-7.47E-06	2.75E-03	-7.61E-02	-1.60E-05	5.86E-03	-1.63E-01
2.02	-3.99E-06	-1.15E-03	-4.30E-02	-8.56E-06	-2.45E-03	-9.20E-02
2.11	-1.39E-06	-1.77E-03	-1.57E-02	-2.97E-06	-3.80E-03	-3.36E-02
2.20	-1.10E-07	-1.21E-03	-1.30E-03	-2.35E-07	-2.58E-03	-2.79E-03
2.29	2.72E-07	-5.39E-04	3.38E-03	5.82E-07	-1.15E-03	7.21E-03
2.38	2.52E-07	-1.29E-04	3.27E-03	5.41E-07	-2.75E-04	6.98E-03
2.46	1.37E-07	3.43E-05	1.78E-03	2.92E-07	7.37E-05	3.80E-03
2.55	4.70E-08	6.21E-05	6.34E-04	1.00E-07	1.33E-04	1.36E-03
2.64	3.35E-09	4.18E-05	4.71E-05	7.16E-09	8.95E-05	1.01E-04
2.73	-8.99E-09	1.79E-05	-1.31E-04	-1.92E-08	3.82E-05	-2.80E-04
2.82	-7.98E-09	3.88E-06	-1.14E-04	-1.71E-08	8.29E-06	-2.45E-04
2.90	-4.09E-09	-1.42E-06	-6.09E-05	-8.76E-09	-3.04E-06	-1.30E-04
2.99	-1.26E-09	-2.10E-06	-1.95E-05	-2.69E-09	-4.49E-06	-4.16E-05
3.08	2.20E-12	-1.30E-06	3.52E-08	4.72E-12	-2.77E-06	7.52E-08
3.17	3.00E-10	-4.96E-07	4.96E-06	6.45E-10	-1.06E-06	1.06E-05

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
3.26	2.30E-10	-7.34E-08	3.77E-06	4.93E-10	-1.57E-07	8.05E-06
3.34	1.04E-10	6.28E-08	1.76E-06	2.23E-10	1.34E-07	3.77E-06
3.43	2.50E-11	6.53E-08	4.38E-07	5.36E-11	1.40E-07	9.36E-07
3.52	-5.23E-12	3.46E-08	-9.43E-08	-1.12E-11	7.39E-08	-2.02E-07
3.61	-9.73E-12	1.09E-08	-1.68E-07	-2.08E-11	2.34E-08	-3.61E-07
3.70	-6.05E-12	1.48E-10	-1.08E-07	-1.30E-11	3.16E-10	-2.32E-07
3.78	-2.28E-12	-2.44E-09	-4.18E-08	-4.88E-12	-5.22E-09	-8.96E-08
3.87	-3.10E-13	-1.84E-09	-5.89E-09	-6.65E-13	-3.94E-09	-1.26E-08
3.96	2.77E-13	-8.01E-10	5.41E-09	5.94E-13	-1.72E-09	1.16E-08
4.05	2.69E-13	-1.69E-10	5.38E-09	5.74E-13	-3.64E-10	1.15E-08
4.14	1.32E-13	5.28E-11	2.73E-09	2.84E-13	1.13E-10	5.84E-09
4.22	3.58E-14	6.84E-11	7.59E-10	7.67E-14	1.46E-10	1.63E-09
4.31	-9.63E-15	0.00E+00	-2.09E-10	-2.06E-14	0.00E+00	-4.46E-10
4.40	-3.56E-14	0.00E+00	-6.91E-10	-7.59E-14	0.00E+00	-1.48E-09

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0	2.04E+00	-2.84E+02	-2.82E+02	2.87E+00	-4.00E+02	-3.98E+02
0.09	1.93E+00	-2.12E+02	-1.50E+02	2.72E+00	-2.98E+02	-2.11E+02
0.18	1.67E+00	-1.29E+02	-2.77E+01	2.35E+00	-1.81E+02	-3.91E+01
0.26	1.31E+00	-4.26E+01	5.79E+01	1.84E+00	-6.01E+01	8.16E+01
0.35	9.17E-01	3.86E+01	9.64E+01	1.29E+00	5.45E+01	1.36E+02
0.44	5.54E-01	1.13E+02	7.09E+02	7.80E-01	1.58E+02	1.00E+03
0.53	2.74E-01	1.32E+02	5.04E+02	3.86E-01	1.86E+02	7.09E+02
0.62	9.50E-02	1.14E+02	2.27E+02	1.34E-01	1.62E+02	3.18E+02
0.70	7.19E-04	7.92E+01	2.11E+00	1.01E-03	1.12E+02	2.96E+00
0.79	-3.45E-02	4.38E+01	-1.20E+02	-4.85E-02	6.17E+01	-1.69E+02
0.88	-3.68E-02	1.74E+01	-1.44E+02	-5.21E-02	2.45E+01	-2.04E+02
0.97	-2.64E-02	2.03E+00	-1.18E+02	-3.73E-02	2.87E+00	-1.66E+02
1.06	-1.44E-02	-4.40E+00	-7.20E+01	-2.03E-02	-6.19E+00	-1.02E+02
1.14	-5.64E-03	-5.36E+00	-3.13E+01	-7.92E-03	-7.55E+00	-4.41E+01
1.23	-8.76E-04	-3.94E+00	-5.34E+00	-1.23E-03	-5.56E+00	-7.54E+00
1.32	9.32E-04	-2.12E+00	6.21E+00	1.32E-03	-2.99E+00	8.75E+00
1.41	1.15E-03	-7.80E-01	8.30E+00	1.63E-03	-1.10E+00	1.17E+01
1.50	7.95E-04	-6.26E-02	6.14E+00	1.12E-03	-8.82E-02	8.66E+00
1.58	3.86E-04	1.86E-01	3.21E+00	5.46E-04	2.63E-01	4.52E+00
1.67	1.19E-04	1.93E-01	1.02E+00	1.68E-04	2.71E-01	1.44E+00
1.76	-4.42E-06	1.21E-01	-4.02E-02	-6.22E-06	1.71E-01	-5.64E-02
1.85	-3.76E-05	5.27E-02	-3.63E-01	-5.31E-05	7.41E-02	-5.13E-01

X (m)	71.25 kg			100.4 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
1.94	-3.18E-05	1.16E-02	-3.23E-01	-4.47E-05	1.64E-02	-4.55E-01
2.02	-1.70E-05	-4.87E-03	-1.82E-01	-2.39E-05	-6.86E-03	-2.57E-01
2.11	-5.89E-06	-7.52E-03	-6.66E-02	-8.33E-06	-1.06E-02	-9.39E-02
2.20	-4.67E-07	-5.12E-03	-5.52E-03	-6.58E-07	-7.21E-03	-7.79E-03
2.29	1.16E-06	-2.28E-03	1.43E-02	1.63E-06	-3.22E-03	2.02E-02
2.38	1.07E-06	-5.45E-04	1.38E-02	1.51E-06	-7.67E-04	1.95E-02
2.46	5.79E-07	1.46E-04	7.54E-03	8.18E-07	2.06E-04	1.06E-02
2.55	1.99E-07	2.63E-04	2.70E-03	2.79E-07	3.72E-04	3.79E-03
2.64	1.42E-08	1.77E-04	2.00E-04	2.00E-08	2.50E-04	2.82E-04
2.73	-3.81E-08	7.57E-05	-5.57E-04	-5.36E-08	1.07E-04	-7.86E-04
2.82	-3.38E-08	1.65E-05	-4.84E-04	-4.78E-08	2.32E-05	-6.84E-04
2.90	-1.73E-08	-6.02E-06	-2.59E-04	-2.45E-08	-8.50E-06	-3.64E-04
2.99	-5.36E-09	-8.89E-06	-8.25E-05	-7.54E-09	-1.25E-05	-1.16E-04
3.08	9.35E-12	-5.49E-06	1.49E-07	1.32E-11	-7.74E-06	2.11E-07
3.17	1.28E-09	-2.10E-06	2.11E-05	1.80E-09	-2.96E-06	2.96E-05
3.26	9.75E-10	-3.11E-07	1.60E-05	1.37E-09	-4.38E-07	2.25E-05
3.34	4.42E-10	2.67E-07	7.46E-06	6.22E-10	3.75E-07	1.05E-05
3.43	1.06E-10	2.77E-07	1.86E-06	1.50E-10	3.90E-07	2.61E-06
3.52	-2.22E-11	1.47E-07	-4.00E-07	-3.12E-11	2.07E-07	-5.64E-07
3.61	-4.11E-11	4.64E-08	-7.14E-07	-5.82E-11	6.54E-08	-1.01E-06
3.70	-2.57E-11	6.26E-10	-4.59E-07	-3.63E-11	8.82E-10	-6.46E-07
3.78	-9.65E-12	-1.03E-08	-1.78E-07	-1.36E-11	-1.46E-08	-2.50E-07
3.87	-1.32E-12	-7.82E-09	-2.50E-08	-1.86E-12	-1.10E-08	-3.52E-08
3.96	1.18E-12	-3.40E-09	2.29E-08	1.66E-12	-4.79E-09	3.23E-08
4.05	1.14E-12	-7.21E-10	2.29E-08	1.60E-12	-1.02E-09	3.21E-08
4.14	5.61E-13	2.24E-10	1.16E-08	7.92E-13	3.15E-10	1.63E-08
4.22	1.52E-13	2.90E-10	3.21E-09	2.15E-13	4.08E-10	4.54E-09
4.31	-4.09E-14	0.00E+00	-8.84E-10	-5.74E-14	0.00E+00	-1.25E-09
4.40	-1.51E-13	0.00E+00	-2.93E-09	-2.12E-13	0.00E+00	-4.13E-09

X (m)	165.00 kg		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0	4.80E+00	-6.69E+02	-6.64E+02
0.09	4.55E+00	-4.99E+02	-3.54E+02
0.18	3.94E+00	-3.03E+02	-6.52E+01
0.26	3.07E+00	-1.00E+02	1.36E+02
0.35	2.16E+00	9.11E+01	2.27E+02
0.44	1.31E+00	2.66E+02	1.67E+03
0.53	6.48E-01	3.13E+02	1.19E+03

X (m)	165.00 kg		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0.62	2.24E-01	2.70E+02	5.32E+02
0.70	1.70E-03	1.86E+02	4.96E+00
0.79	-8.13E-02	1.03E+02	-2.82E+02
0.88	-8.71E-02	4.10E+01	-3.41E+02
0.97	-6.22E-02	4.80E+00	-2.79E+02
1.06	-3.38E-02	-1.04E+01	-1.70E+02
1.14	-1.33E-02	-1.27E+01	-7.38E+01
1.23	-2.07E-03	-9.30E+00	-1.26E+01
1.32	2.20E-03	-5.02E+00	1.46E+01
1.41	2.72E-03	-1.84E+00	1.96E+01
1.50	1.87E-03	-1.48E-01	1.45E+01
1.58	9.12E-04	4.41E-01	7.57E+00
1.67	2.82E-04	4.54E-01	2.41E+00
1.76	-1.04E-05	2.86E-01	-9.45E-02
1.85	-8.86E-05	1.24E-01	-8.55E-01
1.94	-7.47E-05	2.73E-02	-7.61E-01
2.02	-3.99E-05	-1.15E-02	-4.29E-01
2.11	-1.39E-05	-1.77E-02	-1.57E-01
2.20	-1.10E-06	-1.21E-02	-1.30E-02
2.29	2.72E-06	-5.39E-03	3.38E-02
2.38	2.52E-06	-1.29E-03	3.27E-02
2.46	1.37E-06	3.43E-04	1.78E-02
2.55	4.67E-07	6.21E-04	6.34E-03
2.64	3.35E-08	4.18E-04	4.71E-04
2.73	-8.97E-08	1.79E-04	-1.31E-03
2.82	-7.98E-08	3.88E-05	-1.14E-03
2.90	-4.09E-08	-1.42E-05	-6.09E-04
2.99	-1.26E-08	-2.10E-05	-1.95E-04
3.08	2.20E-11	-1.30E-05	3.52E-07
3.17	3.00E-09	-4.95E-06	4.96E-05
3.26	2.30E-09	-7.33E-07	3.77E-05
3.34	1.04E-09	6.28E-07	1.76E-05
3.43	2.50E-10	6.52E-07	4.38E-06
3.52	-5.23E-11	3.45E-07	-9.43E-07
3.61	-9.73E-11	1.09E-07	-1.68E-06
3.70	-6.05E-11	1.48E-09	-1.08E-06
3.78	-2.27E-11	-2.44E-08	-4.18E-07
3.87	-3.10E-12	-1.84E-08	-5.89E-08
3.96	2.77E-12	-8.01E-09	5.41E-08
4.05	2.69E-12	-1.69E-09	5.38E-08

X (m)	165.00 kg		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
4.14	1.32E-12	5.28E-10	2.73E-08
4.22	3.58E-13	6.84E-10	7.59E-09
4.31	-9.60E-14	0.00E+00	-2.09E-09
4.40	-3.56E-13	0.00E+00	-6.91E-09

Tabla 4.14. COM624P: Arena suelta colocada con rejilla

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0	1.182	-105.000	703.713	4.640	-226.000	751.643
0.09	1.171	-60.628	1008.692	4.441	-147.165	1112.639
0.18	1.087	-27.154	1219.916	4.084	-79.971	1443.981
0.26	0.961	-3.128	1032.406	3.624	-23.959	1384.676
0.35	0.815	12.903	844.896	3.108	21.330	1325.370
0.44	0.668	22.391	657.386	2.575	56.355	1266.064
0.53	0.529	26.789	469.876	2.058	81.576	1206.758
0.62	0.406	27.548	290.069	1.579	97.452	1140.032
0.70	0.302	26.120	152.549	1.158	104.441	1032.570
0.79	0.217	23.719	82.363	0.805	103.234	860.244
0.88	0.150	20.726	50.789	0.524	95.322	650.722
0.97	0.100	17.339	25.078	0.316	82.370	435.551
1.06	0.064	13.758	-0.632	0.175	66.046	220.380
1.14	0.041	10.182	-26.343	0.091	48.015	5.210
1.23	0.027	6.810	-52.052	0.053	29.943	-209.951
1.32	0.020	3.842	-75.550	0.049	13.497	-408.271
1.41	0.018	1.475	-87.886	0.066	0.344	-521.606
1.50	1.182	-105.000	703.713	4.640	-226.000	751.643
1.58	1.171	-60.628	1008.692	4.441	-147.165	1112.639
1.67	1.087	-27.154	1219.916	4.084	-79.971	1443.981
1.76	0.961	-3.128	1032.406	3.624	-23.959	1384.676
1.85	0.815	12.903	844.896	3.108	21.330	1325.370
1.94	0.668	22.391	657.386	2.575	56.355	1266.064
2.02	0.529	26.789	469.876	2.058	81.576	1206.758
2.11	0.406	27.548	290.069	1.579	97.452	1140.032
2.20	0.302	26.120	152.549	1.158	104.441	1032.570
2.29	0.217	23.719	82.363	0.805	103.234	860.244
2.38	0.150	20.726	50.789	0.524	95.322	650.722

X (m)	16.8 kg			35.95 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
2.46	0.100	17.339	25.078	0.316	82.370	435.551
2.55	0.064	13.758	-0.632	0.175	66.046	220.380
2.64	0.041	10.182	-26.343	0.091	48.015	5.210
2.73	0.027	6.810	-52.052	0.053	29.943	-209.951
2.82	0.020	3.842	-75.550	0.049	13.497	-408.271
2.90	0.018	1.475	-87.886	0.066	0.344	-521.606
2.99	0.019	-0.159	-83.247	0.093	-8.373	-505.697
3.08	0.020	-1.138	-69.304	0.119	-13.098	-418.942
3.17	0.022	-1.581	-54.080	0.140	-14.579	-322.428
3.26	0.022	-1.605	-38.855	0.151	-13.563	-225.915
3.34	0.022	-1.328	-23.630	0.153	-10.798	-129.402
3.43	0.021	-0.868	-8.408	0.144	-7.030	-32.902
3.52	0.018	-0.342	5.727	0.129	-3.008	56.534
3.61	0.015	0.130	14.794	0.108	0.522	113.051
3.70	0.012	0.465	16.502	0.085	3.031	121.765
3.78	0.009	0.669	14.354	0.063	4.573	105.432
3.87	0.006	0.762	11.726	0.043	5.298	85.985
3.96	0.004	0.764	9.099	0.026	5.357	66.539
4.05	0.002	0.696	6.471	0.012	4.901	47.093
4.14	0.001	0.577	3.843	0.003	4.081	27.646
4.22	0.000	0.429	1.216	-0.003	3.046	8.200
4.31	-0.001	0.271	-1.412	-0.007	1.948	-11.246
4.40	-0.001	0.124	-3.909	-0.008	0.937	-29.651

X (m)	59.55 kg			88.70 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0	12.182	-374.000	-79.151	10.179	-557.020	274.744
0.09	11.351	-261.380	26.691	9.676	-390.226	577.180
0.18	10.258	-147.533	423.368	8.784	-227.688	1209.743
0.26	8.982	-36.966	1005.038	7.618	-74.518	1869.999
0.35	7.603	65.819	1586.709	6.294	64.171	2530.254
0.44	6.198	156.316	2168.379	4.918	183.266	3190.509
0.53	4.839	230.021	2750.044	3.586	277.653	3850.757
0.62	3.590	282.430	3267.128	2.383	342.220	4429.018
0.70	2.501	309.038	3429.643	1.373	371.854	4557.141
0.79	1.610	307.342	3027.575	0.603	363.981	3968.508
0.88	0.934	281.819	2301.755	0.093	324.893	2968.860
0.97	0.474	238.471	1526.771	-0.163	262.814	1906.797
1.06	0.211	183.300	751.787	-0.191	185.968	844.734

X (m)	59.55 kg			88.70 kg.		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
1.14	0.114	122.307	-23.198	-0.036	102.581	-217.329
1.23	0.146	61.494	-798.146	0.249	20.878	-1279.342
1.32	0.263	6.862	-1511.393	0.606	-50.919	-2254.286
1.41	0.423	-35.589	-1913.269	0.977	-104.585	-2789.853
1.50	0.587	-61.767	-1841.621	1.313	-134.590	-2657.221
1.58	0.727	-73.406	-1510.403	1.576	-143.628	-2158.308
1.67	0.824	-73.349	-1143.436	1.744	-135.952	-1608.948
1.76	0.869	-64.437	-776.469	1.813	-115.816	-1059.589
1.85	0.863	-49.512	-409.502	1.786	-87.475	-510.230
1.94	0.812	-31.416	-42.583	1.678	-55.182	39.057
2.02	0.727	-12.991	296.964	1.509	-23.193	546.789
2.11	0.619	2.924	508.979	1.302	4.242	860.917
2.20	0.503	14.332	535.804	1.078	24.152	893.905
2.29	0.388	21.497	465.585	0.857	36.998	779.572
2.38	0.284	25.057	383.309	0.653	43.808	646.934
2.46	0.194	25.649	301.033	0.475	45.607	514.297
2.55	0.122	23.910	218.756	0.328	43.423	381.659
2.64	0.068	20.476	136.480	0.213	38.284	249.021
2.73	0.031	15.986	54.204	0.127	31.217	116.383
2.82	0.008	11.076	-28.072	0.069	23.248	-16.254
2.90	-0.004	6.383	-106.466	0.032	15.405	-142.987
2.99	-0.008	2.545	-156.667	0.012	8.715	-226.839
3.08	-0.008	0.078	-155.438	0.003	4.023	-232.467
3.17	-0.006	-1.134	-120.390	-0.001	1.209	-186.658
3.26	-0.003	-1.413	-78.641	-0.001	-0.159	-130.657
3.34	-0.002	-1.082	-36.912	-0.001	-0.515	-74.679
3.43	-0.002	-0.467	1.110	-0.001	-0.293	-23.313
3.52	-0.002	0.112	24.221	-0.001	0.074	9.502
3.61	-0.003	0.445	27.599	-0.002	0.295	17.769
3.70	-0.003	0.556	21.535	-0.002	0.369	14.289
3.78	-0.003	0.501	14.533	-0.002	0.332	9.644
3.87	-0.003	0.333	7.532	-0.002	0.221	4.998
3.96	-0.003	0.107	0.530	-0.002	0.071	0.352
4.05	-0.002	-0.123	-6.471	-0.001	-0.081	-4.294
4.14	-0.001	-0.303	-13.473	-0.001	-0.201	-8.940
4.22	-0.001	-0.378	-20.474	0.000	-0.251	-13.586
4.31	0.000	-0.296	-18.856	0.000	-0.196	-12.512
4.40	0.000	0.000	-13.738	0.000	0.000	-9.116

X (m)	153.50 kg		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
0	9.346	-963.000	100.596
0.09	9.046	-678.708	502.135
0.18	8.072	-395.974	1606.156
0.26	6.623	-125.679	3011.122
0.35	4.898	121.299	4416.087
0.44	3.085	334.079	5821.052
0.53	1.357	501.780	7226.003
0.62	-0.138	613.523	8462.407
0.70	-1.282	658.428	8773.430
0.79	-1.997	630.835	7610.963
0.88	-2.252	543.310	5603.543
0.97	-2.065	412.391	3467.811
1.06	-1.499	254.617	1332.080
1.14	-0.645	86.527	-803.652
1.23	0.388	-75.339	-2939.280
1.32	1.481	-214.442	-4894.889
1.41	2.521	-314.247	-5942.061
1.50	3.411	-363.788	-5607.699
1.58	4.082	-369.094	-4516.029
1.67	4.498	-339.429	-3320.060
1.76	4.656	-284.053	-2124.092
1.85	4.577	-212.228	-928.123
1.94	4.300	-133.216	267.687
2.02	3.874	-56.278	1371.887
2.11	3.355	9.329	2049.272
2.20	2.796	57.177	2106.869
2.29	2.244	88.396	1839.687
2.38	1.732	105.369	1532.150
2.46	1.282	110.477	1224.614
2.55	0.906	106.102	917.077
2.64	0.607	94.625	609.541
2.73	0.381	78.427	302.005
2.82	0.223	59.891	-5.532
2.90	0.118	41.397	-299.768
2.99	0.056	25.328	-497.432
3.08	0.023	13.653	-518.923
3.17	0.007	6.174	-424.570
3.26	0.001	1.983	-307.261
3.34	0.000	0.172	-189.997
3.43	-0.001	-0.169	-81.914

X (m)	153.50 kg		
	Deflex. Y (mm)	Momento (N.m)	Reacción en el Suelo (kg/m)
3.52	-0.001	0.054	-10.753
3.61	-0.001	0.216	11.546
3.70	-0.002	0.270	10.465
3.78	-0.002	0.243	7.062
3.87	-0.002	0.162	3.660
3.96	-0.001	0.052	0.258
4.05	-0.001	-0.060	-3.145
4.14	-0.001	-0.147	-6.547
4.22	0.000	-0.184	-9.949
4.31	0.000	-0.144	-9.163
4.40	0.000	0.000	-6.676

CURVAS EXPERIMENTALES P-Y

Figura 4.7. Arena colocada con apisonador vibratorio

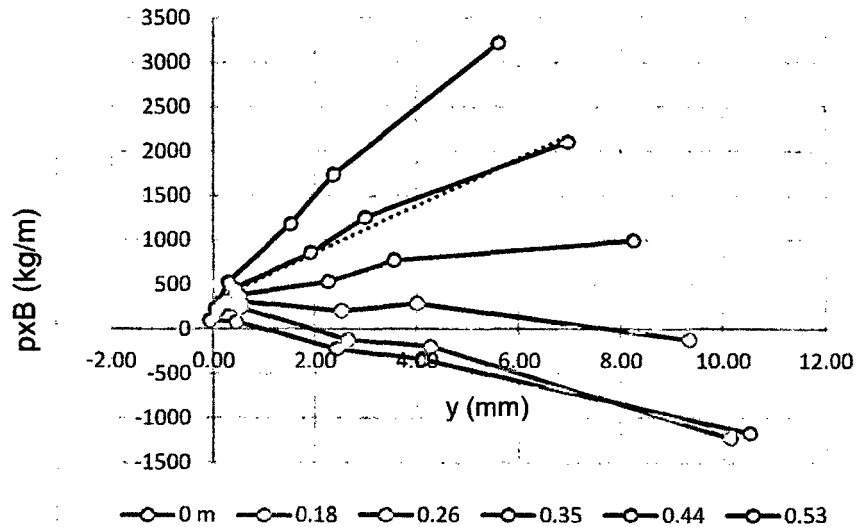


Tabla 4.15. Valores de curva p-y entre 0.0 m y 0.44 m de profundidad.

Profundidad	0.00	Profundidad	0.18	Profundidad	0.35
P	Y	P	Y	P	Y
100.51	-0.07	207.28	0.08	219.80	0.10
85.04	0.45	241.94	0.53	385.64	0.49
-219.87	2.42	-115.94	2.66	531.67	2.26
-339.04	4.10	-194.66	4.28	772.18	3.55
-1169.59	10.52	-1227.66	10.15	995.35	8.25

Profundidad	0.09	Profundidad	0.26	Profundidad	0.44
P	Y	P	Y	P	Y
152.33	0.03	213.54	0.10	226.06	0.07
145.52	0.45	313.79	0.54	457.49	0.41
-248.85	2.64	207.87	2.52	855.48	1.91
-387.70	4.33	288.76	4.00	1255.60	2.99
-1476.50	10.57	-116.15	9.35	2106.86	6.97

Profundidad	0.53
P	Y
232.31	0.04
529.35	0.29
1179.28	1.52
1739.02	2.37
3218.36	5.61

Figura 4.8. Arena colocada con apisonador vibratorio

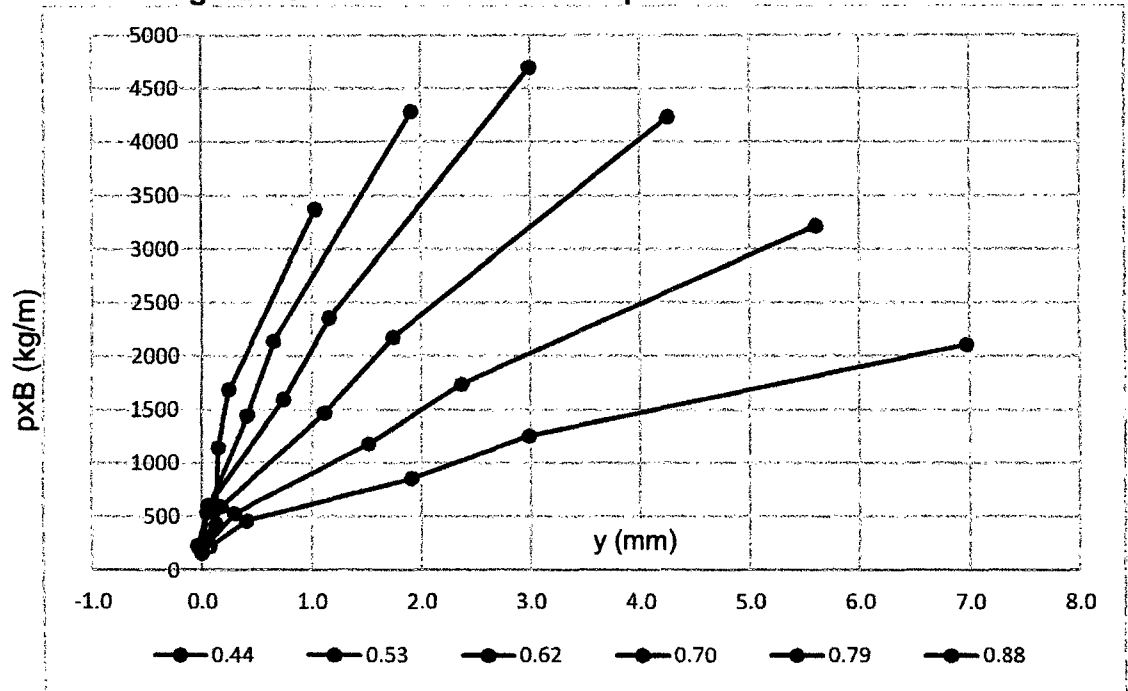


Tabla 4.16. Valores de curva p-y entre 0.44 m y 0.88 m de profundidad.

Profundidad 0.44		Profundidad 0.62		Profundidad 0.79	
P	Y	P	Y	P	Y
226.06	0.07	236.23	0.00	197.80	0.00
457.49	0.41	592.11	0.17	538.27	0.04
855.48	1.91	1472.14	1.12	1447.68	0.41
1255.60	2.99	2176.27	1.74	2140.38	0.65
2106.86	6.97	4230.00	4.25	4283.67	1.91

Profundidad 0.53		Profundidad 0.70		Profundidad 0.88	
P	Y	P	Y	P	Y
232.31	0.04	227.26	0.04	156.590	0.000
529.35	0.29	604.94	0.06	426.007	0.124
1179.28	1.52	1595.15	0.74	1145.116	0.149
1739.02	2.37	2360.10	1.16	1689.258	0.247
3218.36	5.61	4693.36	3.00	3373.364	1.035

Figura 4.9. Arena colocada con apisonador vibratorio

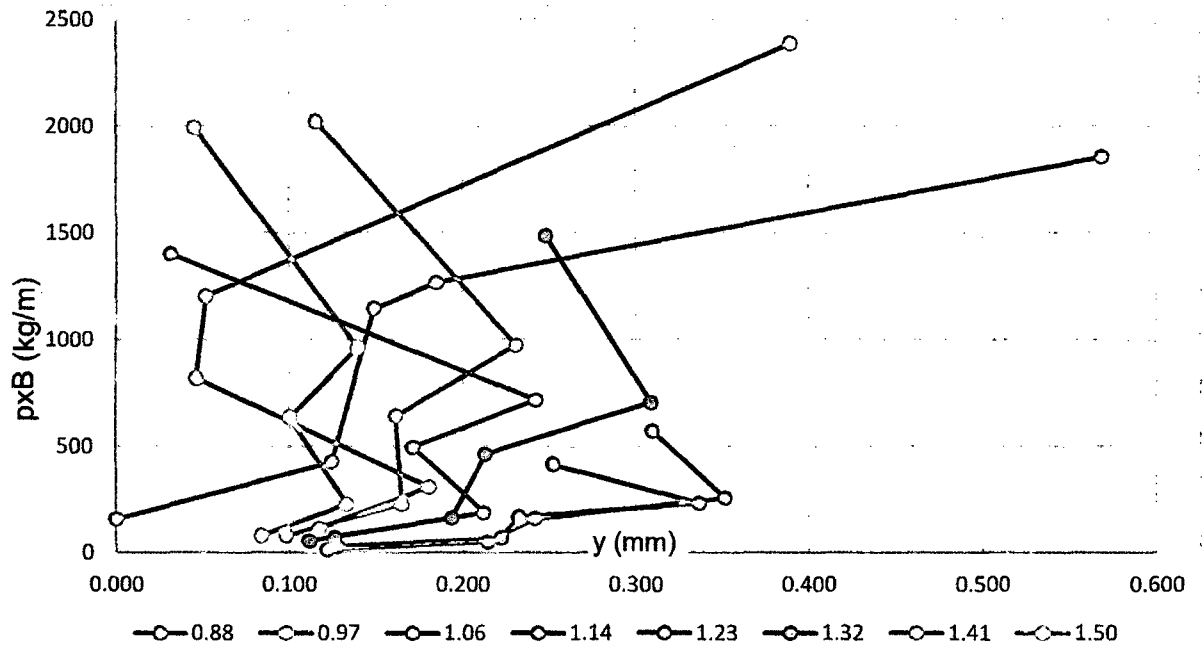


Tabla 4.17. Valores de curva p-y entre 0.88 m y 1.50 m de profundidad

Profundidad	0.88	Profundidad	1.14	Profundidad	1.41
P	Y	P	Y	P	Y
226.06	0.07	236.23	0.00	197.80	0.00
457.49	0.41	592.11	0.17	538.27	0.04
855.48	1.91	1472.14	1.12	1447.68	0.41
1255.60	2.99	2176.27	1.74	2140.38	0.65
2106.86	6.97	4230.00	4.25	4283.67	1.91

Profundidad	0.97	Profundidad	1.23	Profundidad	1.50
P	Y	P	Y	P	Y
232.31	0.04	227.26	0.04	156.590	0.000
529.35	0.29	604.94	0.06	426.007	0.124
1179.28	1.52	1595.15	0.74	1145.116	0.149
1739.02	2.37	2360.10	1.16	1689.258	0.247
3218.36	5.61	4693.36	3.00	3373.364	1.035

Profundidad	1.06	Profundidad	1.32
P	Y	P	Y
232.31	0.04	156.590	0.000
529.35	0.29	426.007	0.124
1179.28	1.52	1145.116	0.149
1739.02	2.37	1689.258	0.247
3218.36	5.61	3373.364	1.035

Figura 4.10. Arena colocada con apisonador vibratorio

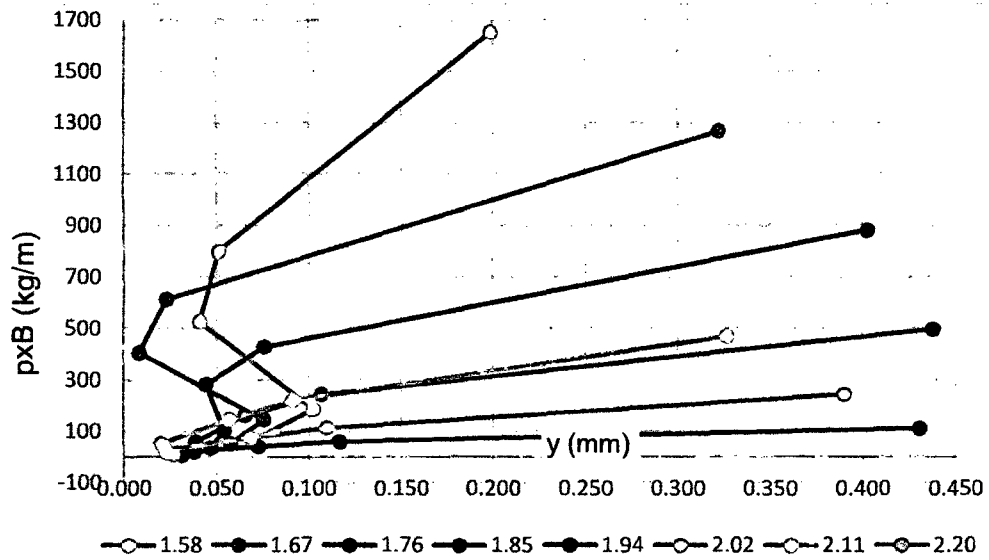


Tabla 4.18. Valores de curva p-y entre 1.58 m y 2.20 m de profundidad.

Profundidad	1.58	Profundidad	1.85	Profundidad	2.11
P	Y	P	Y	P	Y
66.114	0.070	21.085	0.038	16.616	0.023
187.629	0.102	57.609	0.039	51.153	0.020
526.891	0.041	160.963	0.065	145.305	0.057
797.740	0.051	243.383	0.107	220.576	0.091
1650.672	0.199	496.664	0.438	468.837	0.327

Profundidad	1.67	Profundidad	1.94	Profundidad	2.20
P	Y	P	Y	P	Y
51.104	0.057	6.077	0.031	17.961	0.020
144.289	0.076	14.274	0.028	54.853	0.019
404.915	0.008	39.003	0.072	156.039	0.041
612.955	0.023	58.621	0.116	236.804	0.066
1266.003	0.322	112.044	0.430	502.012	0.253

Profundidad	1.76	Profundidad	2.02
P	Y	P	Y
36.095	0.047	7.831	0.026
100.949	0.054	25.870	0.022
282.939	0.044	74.006	0.068
428.169	0.076	112.576	0.109
881.334	0.403	244.290	0.390

Figura 4.11. Arena colocada con apisonador vibratorio

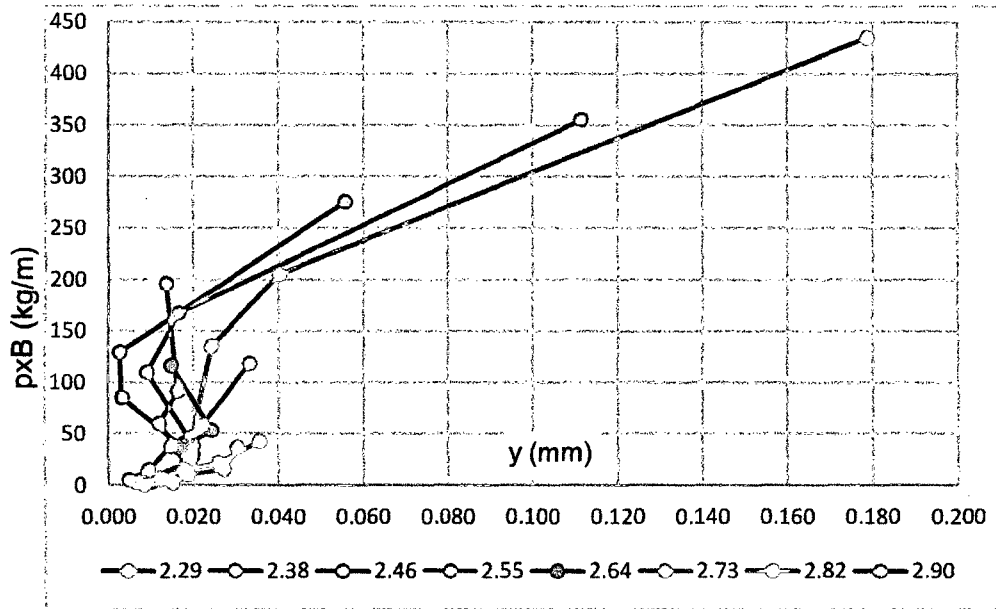


Tabla 4.19. Valores de curva p-y entre 2.29 m y 2.90 m de profundidad

Profundidad	2.29	Profundidad	2.55	Profundidad	2.82
P	Y	P	Y	P	Y
15.407	0.018	6.293	0.012	2.821	0.006
47.244	0.020	20.201	0.019	6.842	0.012
135.034	0.024	60.190	0.012	14.655	0.018
204.942	0.040	91.431	0.016	22.080	0.026
434.905	0.179	196.204	0.014	42.496	0.036

Profundidad	2.38	Profundidad	2.64	Profundidad	2.90
P	Y	P	Y	P	Y
12.369	0.016	3.255	0.010	5.684	0.005
38.230	0.020	11.187	0.017	15.368	0.009
110.086	0.009	35.242	0.017	38.327	0.015
167.105	0.017	53.594	0.024	57.986	0.022
355.338	0.112	116.638	0.015	118.083	0.033

Profundidad	2.46	Profundidad	2.73
P	Y	P	Y
9.331	0.014	0.217	0.008
29.215	0.020	2.172	0.015
85.138	0.003	10.294	0.019
129.268	0.003	15.757	0.027
275.771	0.056	37.071	0.030

Figura 4.12. Arena colocada con apisonador vibratorio

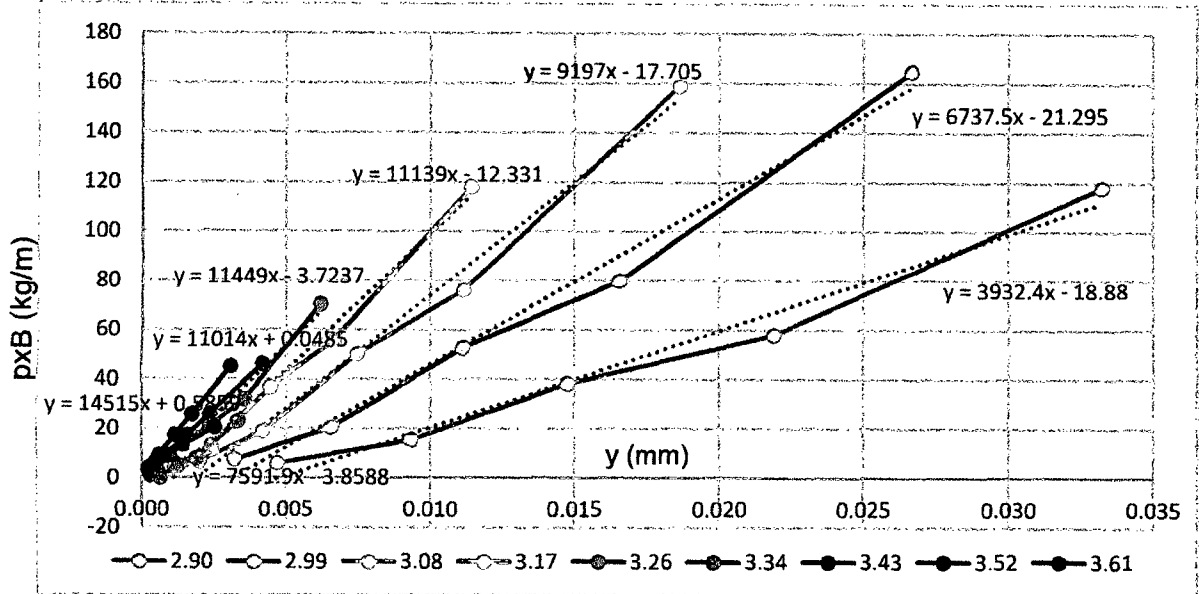


Tabla 4.20. Valores de curva p-y entre 2.90 m y 3.61 m de profundidad.

Profundidad	2.90
P	Y
5.684	0.005
15.368	0.009
38.327	0.015
57.986	0.022
118.083	0.033

Profundidad	3.17
P	Y
4.341	0.001
13.146	0.002
36.683	0.004
55.668	0.007
118.026	0.011

Profundidad	3.43
P	Y
2.980	0.000
5.888	0.000
9.122	0.001
13.532	0.001
20.150	0.003

Profundidad	2.99
P	Y
7.282	0.003
20.352	0.007
52.742	0.011
79.871	0.017
164.768	0.027

Profundidad	3.26
P	Y
1.811	0.001
6.577	0.000
20.900	0.002
31.825	0.004
70.451	0.006

Profundidad	3.52
P	Y
4.168	0.000
9.107	0.001
17.222	0.001
25.787	0.002
45.104	0.003

Profundidad	3.08
P	Y
6.571	0.002
18.874	0.004
50.266	0.007
76.179	0.011
158.731	0.019

Profundidad	3.34
P	Y
0.718	0.000
0.011	0.001
5.125	0.001
7.994	0.002
22.900	0.003

Profundidad	3.61
P	Y
3.934	0.000
8.778	0.001
17.189	0.002
25.774	0.002
46.109	0.004

Figura 4.13. Arena colocada con apisonador vibratorio

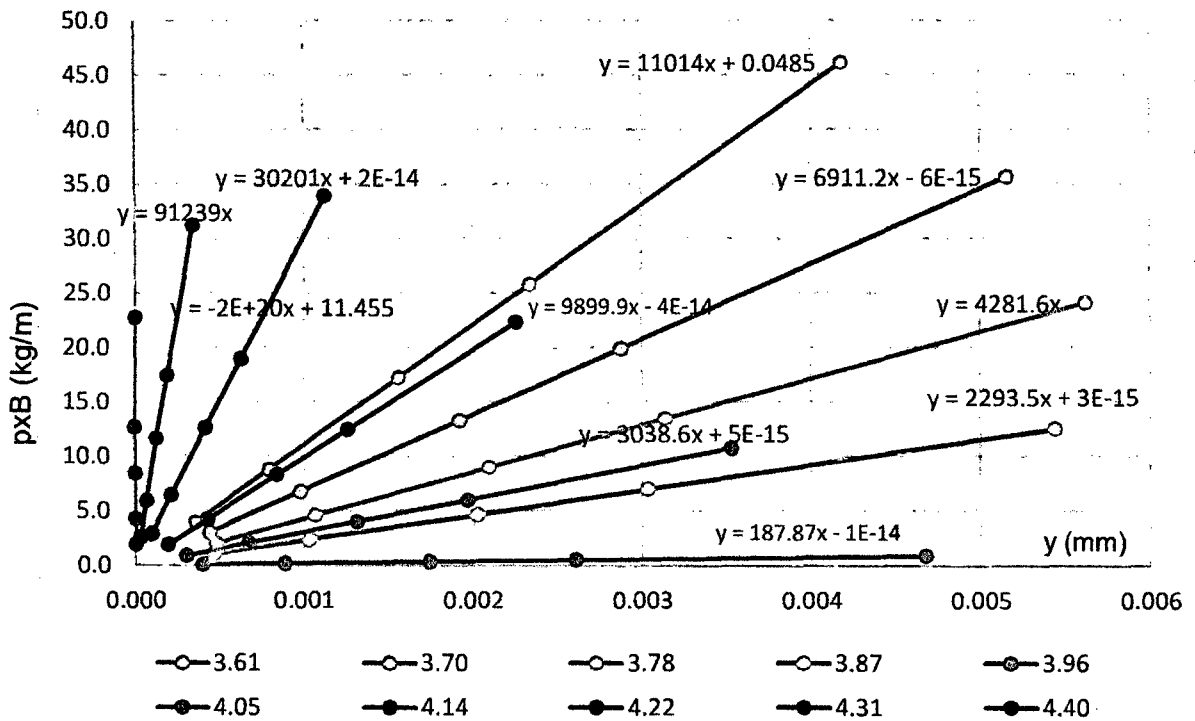


Tabla 4.21. Valores de curva p-y entre 3.61 m y 4.40 m de profundidad.

Profundidad	3.61
P	Y
3.934	0.000
8.778	0.001
17.189	0.002
25.774	0.002
46.109	0.004

Profundidad	3.96
P	Y
0.074	0.000
0.166	0.001
0.327	0.002
0.490	0.003
0.878	0.005

Profundidad	4.22
P	Y
2.871	9.5E-05
6.419	2.1E-04
12.610	4.2E-04
18.910	6.3E-04
33.898	1.1E-03

Profundidad	3.78
P	Y
2.038	0.000
4.556	0.001
8.951	0.002
13.423	0.003
24.062	0.006

Profundidad	4.05
P	Y
0.907	0.000
2.029	0.001
3.985	0.001
5.977	0.002
10.714	0.004

Profundidad	4.40
P	Y
1.926	0.0E+00
4.307	3.1E-20
8.461	0.0E+00
12.688	0.0E+00
22.745	0.0E+00

Figura 4.14. Arena suelta colocada con rejilla

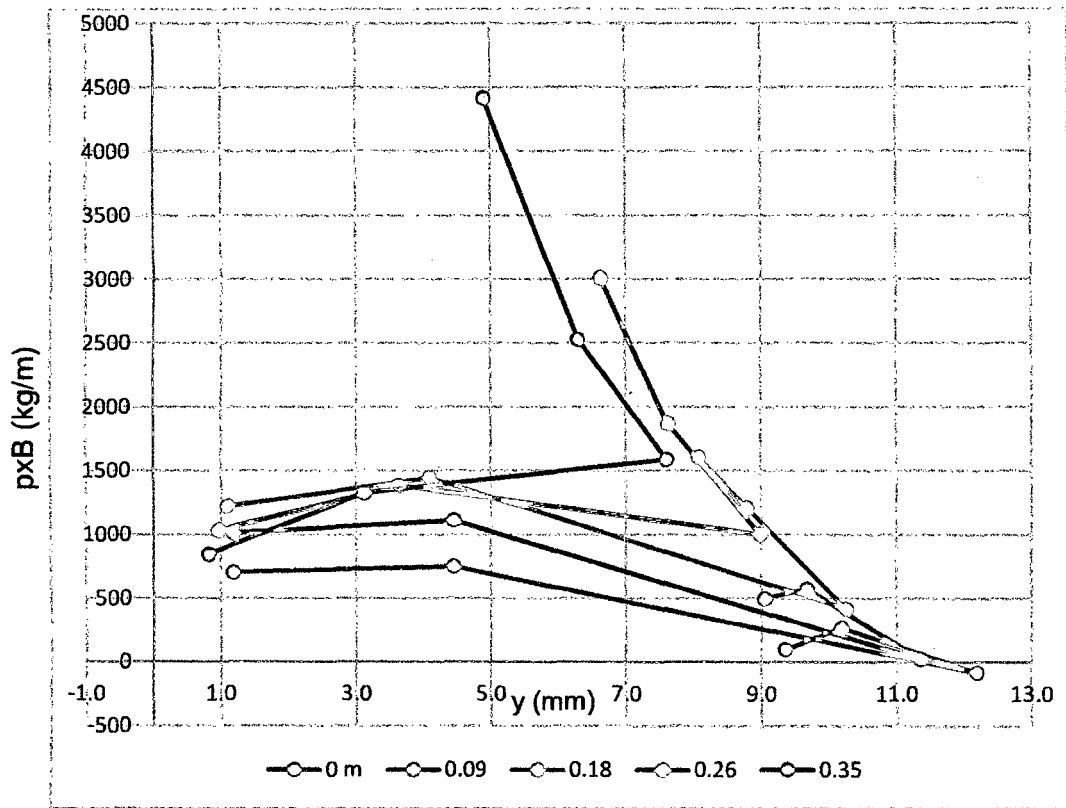


Tabla 4.22. Valores de curva p-y entre 0.00 m y 0.35 m de profundidad.

Profundidad 0.00	
P	Y
703.71	1.18
751.64	4.44
-79.15	12.18
274.74	10.18
100.60	9.35

Profundidad 0.18	
P	Y
1219.92	1.09
1443.98	4.08
423.37	10.26
1209.74	8.78
1606.16	8.07

Profundidad 0.35	
P	Y
844.90	0.82
1325.37	3.11
1586.71	7.60
2530.25	6.29
4416.09	4.90

Profundidad 0.09	
P	Y
1008.69	1.17
1112.64	4.44
26.69	11.35
577.18	9.68
502.13	9.05

Profundidad 0.26	
P	Y
1032.41	0.96
1384.68	3.62
1005.04	8.98
1870.00	7.62
3011.12	6.62

Figura 4.15. Arena suelta colocada con rejilla

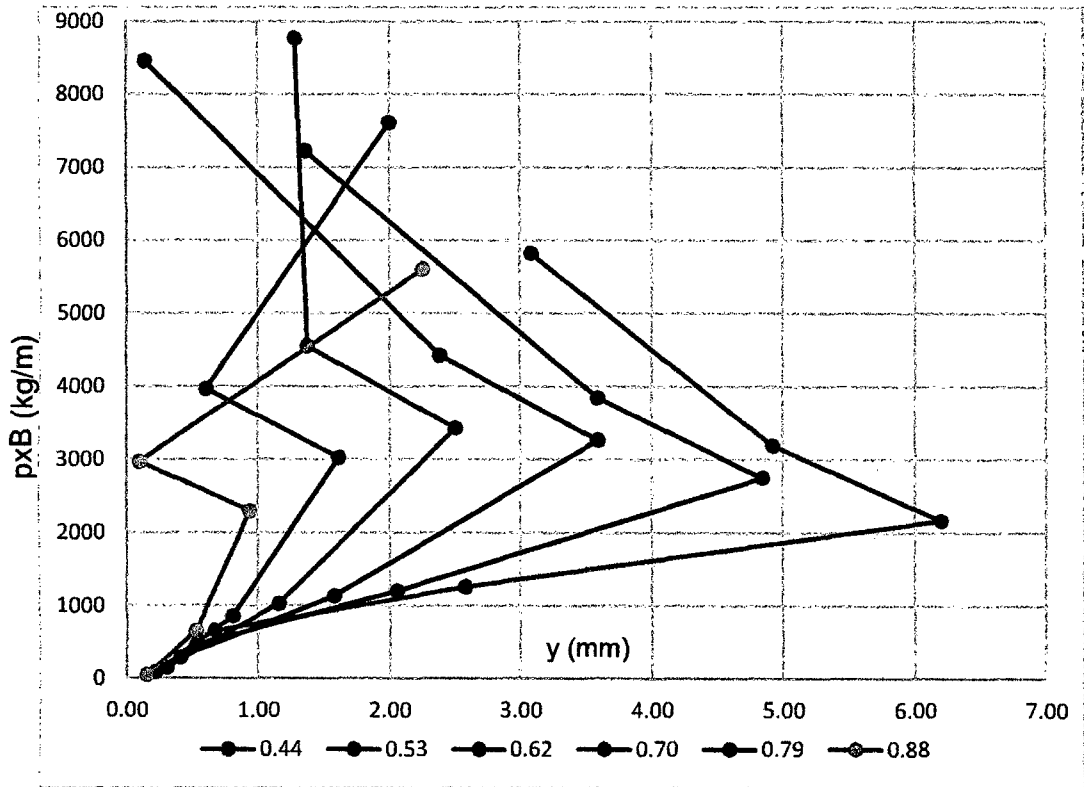


Tabla 4.23. Valores de curva p-y entre 0.44 m y 0.88 m de profundidad.

Profundidad	0.44	Profundidad	0.62	Profundidad	0.79
P	Y	P	Y	P	Y
657.39	0.67	290.07	0.41	82.36	0.22
1266.06	2.58	1140.03	1.58	860.24	0.80
2168.38	6.20	3267.13	3.59	3027.58	1.61
3190.51	4.92	4429.02	2.38	3968.51	0.60
5821.05	3.09	8462.41	0.14	7610.96	2.00

Profundidad	0.53	Profundidad	0.70	Profundidad	0.80
P	Y	P	Y	P	Y
469.88	0.53	152.55	0.30	50.79	0.15
1206.76	2.06	1032.57	1.16	650.72	0.52
2750.04	4.84	3429.64	2.50	2301.76	0.93
3850.76	3.59	4557.14	1.37	2968.86	0.09
7226.00	1.36	8773.43	1.28	5603.54	2.25

Figura 4.16. Arena suelta colocada con rejilla

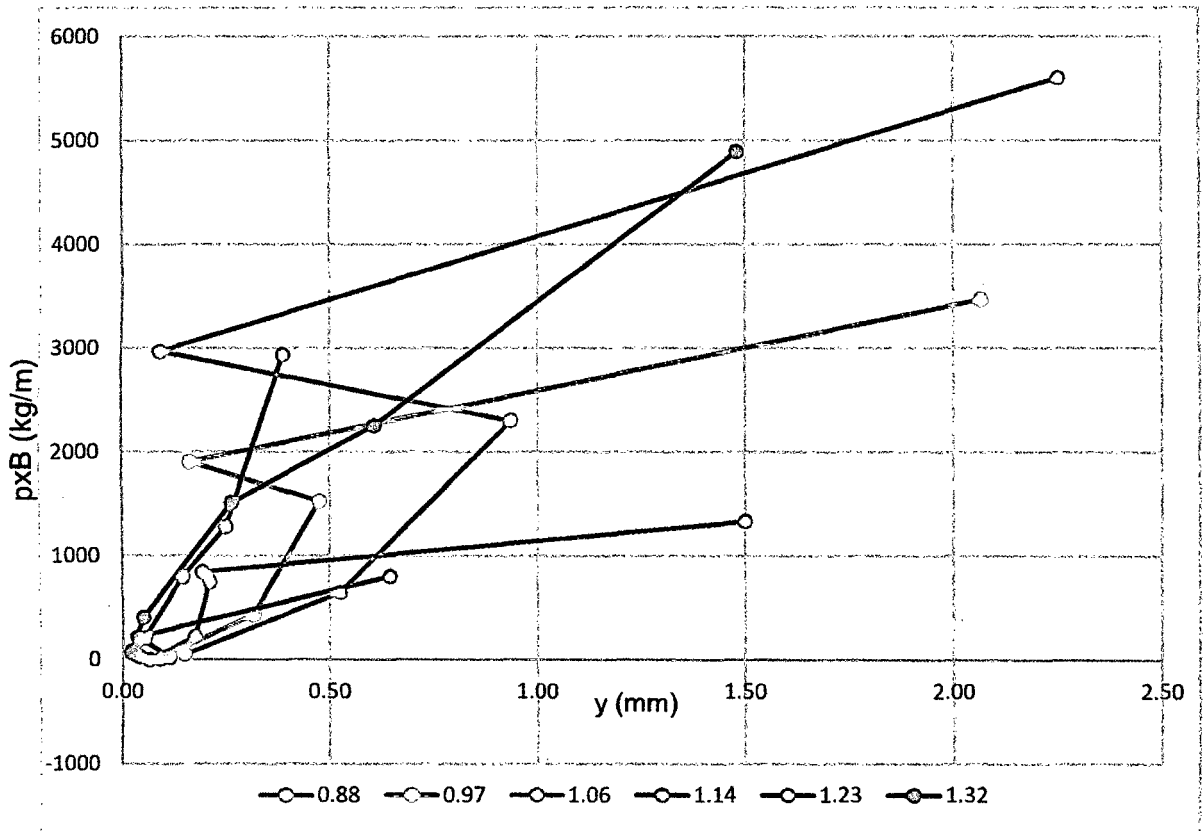


Tabla 4.24. Valores de curva p-y entre 0.88 m y 1.32 m de profundidad.

Profundidad	0.88
P	Y
50.79	0.15
650.72	0.52
2301.76	0.93
2968.86	0.09
5603.54	2.25

Profundidad	1.06
P	Y
0.632	0.064
220.380	0.175
751.787	0.211
844.734	0.191
1332.080	1.499

Profundidad	1.23
P	Y
52.05	0.03
209.95	0.05
798.15	0.15
1279.34	0.25
2939.28	0.39

Profundidad	0.97
P	Y
25.08	0.10
435.55	0.32
1526.77	0.47
1906.80	0.16
3467.81	2.07

Profundidad	1.14
P	Y
26.343	0.041
5.210	0.091
23.198	0.114
217.329	0.036
803.652	0.645

Profundidad	1.32
P	Y
75.550	0.020
408.271	0.049
1511.393	0.263
2254.286	0.606
4894.889	1.481

Figura 4.17. Arena suelta colocada con rejilla.

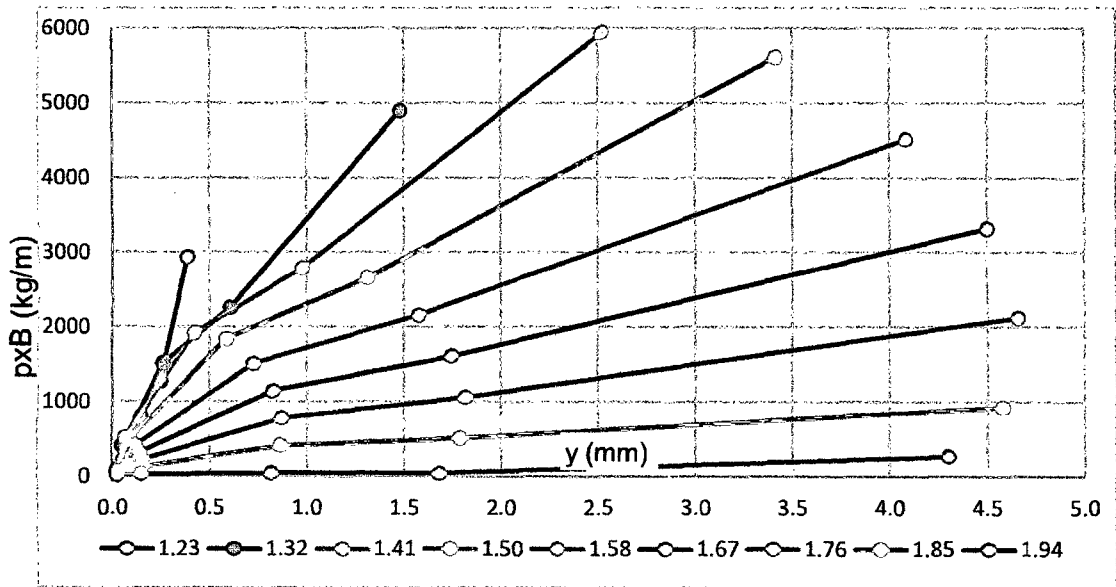


Tabla 4.25. Valores de curva p-y entre 1.23 m y 1.94 m de profundidad.

Profundidad	1.23
P	Y
52.05	0.03
209.95	0.05
798.15	0.15
1279.34	0.25
2939.28	0.39

Profundidad	1.50
P	Y
83.25	0.019
505.70	0.093
1841.62	0.587
2657.22	1.313
5607.70	3.411

Profundidad	1.76
P	Y
38.86	0.022
225.92	0.151
776.47	0.869
1059.59	1.813
2124.09	4.656

Profundidad	1.32
P	Y
75.550	0.020
408.271	0.049
1511.393	0.263
2254.286	0.606
4894.889	1.481

Profundidad	1.58
P	Y
69.30	0.020
418.94	0.119
1510.40	0.727
2158.31	1.576
4516.03	4.082

Profundidad	1.85
P	Y
23.63	0.022
129.40	0.153
409.50	0.863
510.23	1.786
928.12	4.577

Profundidad	1.41
P	Y
87.89	0.018
521.61	0.066
1913.27	0.423
2789.85	0.977
5942.06	2.521

Profundidad	1.67
P	Y
54.08	0.022
322.43	0.140
1143.44	0.824
1608.95	1.744
3320.06	4.498

Profundidad	1.94
P	Y
8.41	0.021
32.90	0.144
42.58	0.812
39.06	1.678
267.69	4.300

Figura 4.18. Arena suelta colocada con rejilla

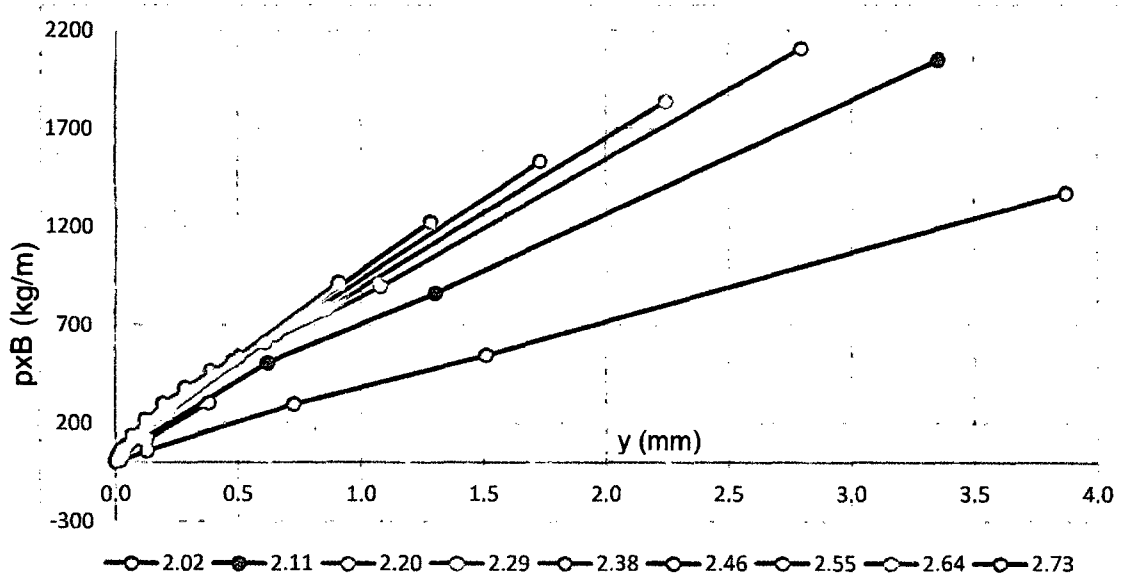


Tabla 4.26. Valores de curva p-y entre 2.02 m y 2.73 m de profundidad.

Profundidad	2.02
P	Y
52.05	0.03
209.95	0.05
798.15	0.15
1279.34	0.25
2939.28	0.39

Profundidad	2.29
P	Y
83.25	0.019
505.70	0.093
1841.62	0.587
2657.22	1.313
5607.70	3.411

Profundidad	2.55
P	Y
38.86	0.022
225.92	0.151
776.47	0.869
1059.59	1.813
2124.09	4.656

Profundidad	2.11
P	Y
75.550	0.020
408.271	0.049
1511.393	0.263
2254.286	0.606
4894.889	1.481

Profundidad	2.38
P	Y
69.30	0.020
418.94	0.119
1510.40	0.727
2158.31	1.576
4516.03	4.082

Profundidad	2.64
P	Y
23.63	0.022
129.40	0.153
409.50	0.863
510.23	1.786
928.12	4.577

Profundidad	2.20
P	Y
87.89	0.018
521.61	0.066
1913.27	0.423
2789.85	0.977
5942.06	2.521

Profundidad	2.46
P	Y
54.08	0.022
322.43	0.140
1143.44	0.824
1608.95	1.744
3320.06	4.498

Profundidad	2.73
P	Y
8.41	0.021
32.90	0.144
42.58	0.812
39.06	1.678
267.69	4.300

Figura 4.19. Arena suelta colocada con rejilla

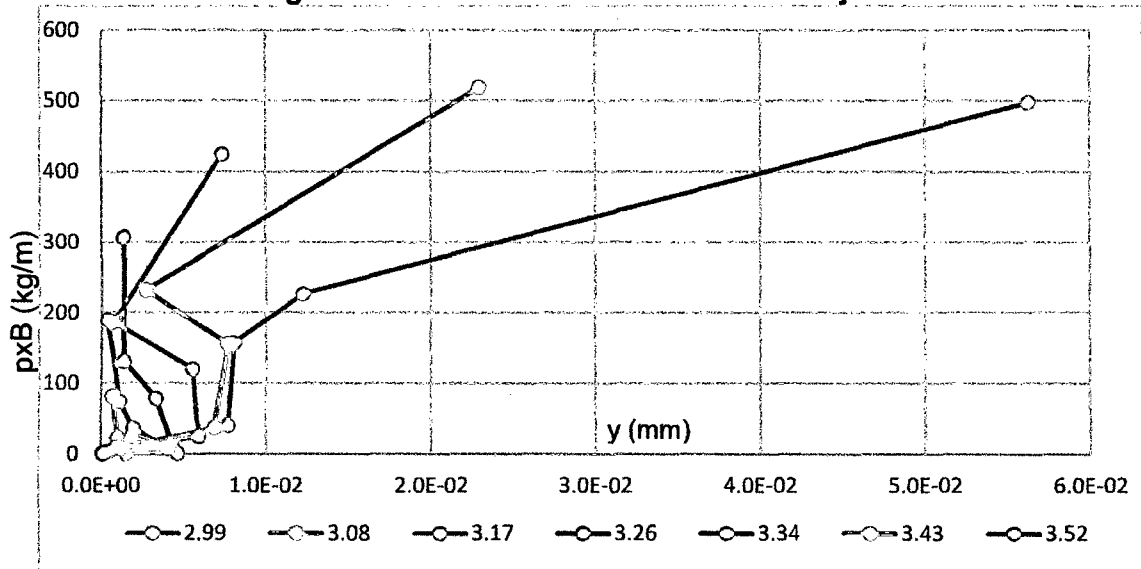


Tabla 4.27. Valores de curva p-y entre 2.99 m y 3.52 m de profundidad.

Profundidad	2.99	Profundidad	3.26	Profundidad	3.52
P	Y	P	Y	P	Y
5.46	0.001	2.47	0.000	1.25	0.000
40.49	0.008	11.65	0.004	8.13	0.004
156.67	0.008	78.64	0.003	24.22	0.002
226.84	0.012	130.66	0.001	9.50	0.001
497.43	0.056	307.26	0.001	10.75	0.001

Profundidad	3.08	Profundidad	3.34
P	Y	P	Y
5.29	0.000	0.95	0.000
37.52	0.007	0.55	0.005
155.44	0.008	36.91	0.002
232.47	0.003	74.68	0.001
518.92	0.023	190.00	0.000

Profundidad	3.17	Profundidad	3.43
P	Y	P	Y
3.995	0.000	0.437	0.000
25.468	0.006	7.415	0.004
120.390	0.006	1.110	0.002
186.658	0.001	23.313	0.001
424.570	0.007	81.914	0.001

Figura 4.20. Arena suelta colocada con rejilla

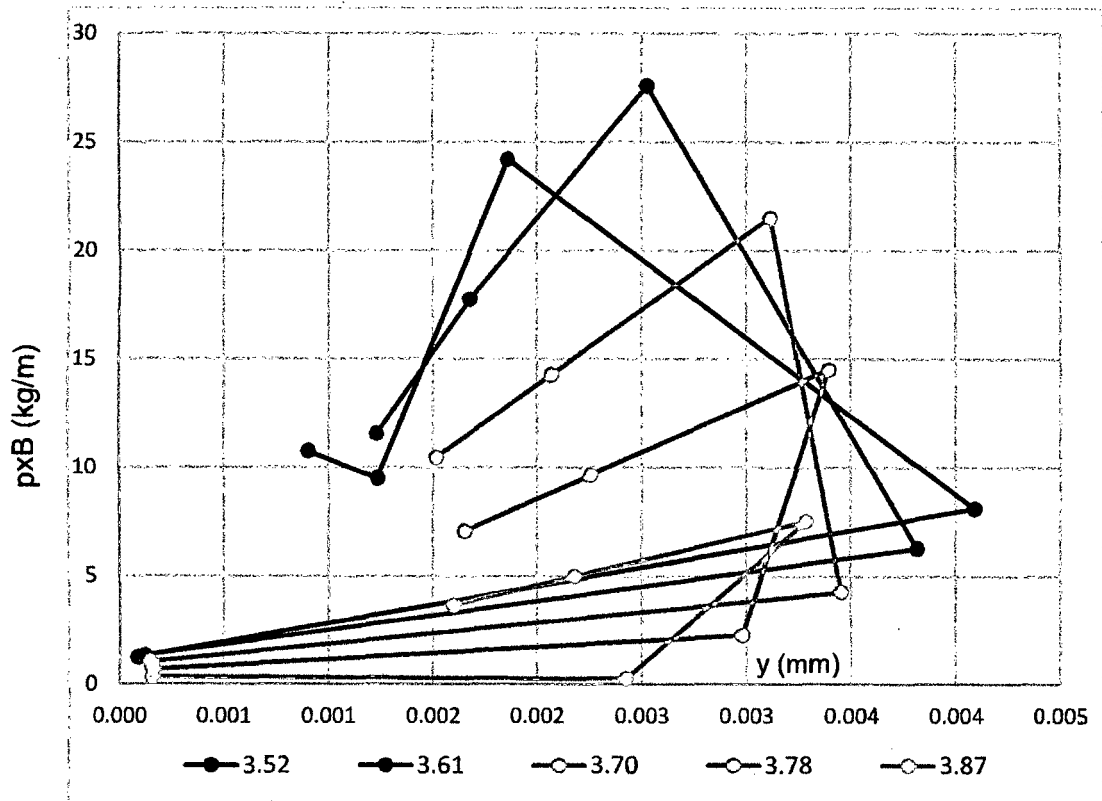


Tabla 4.28. Valores de curva p-y entre 3.52 m y 3.87 m de profundidad.

Profundidad	3.52
P	Y
1.25	0.000
8.13	0.004
24.22	0.002
9.50	0.001
10.75	0.001

Profundidad	3.70
P	Y
1.020	0.000
4.279	0.003
21.535	0.003
14.289	0.002
10.465	0.002

Profundidad	3.87
P	Y
0.36	0.000
0.26	0.002
7.53	0.003
5.00	0.002
3.66	0.002

Profundidad	3.61
P	Y
1.32	0.000
6.29	0.004
27.60	0.003
17.77	0.002
11.55	0.001

Profundidad	3.78
P	Y
0.69	0.000
2.27	0.003
14.53	0.003
9.64	0.002
7.06	0.002

Figura 4.21. Arena suelta colocada con rejilla

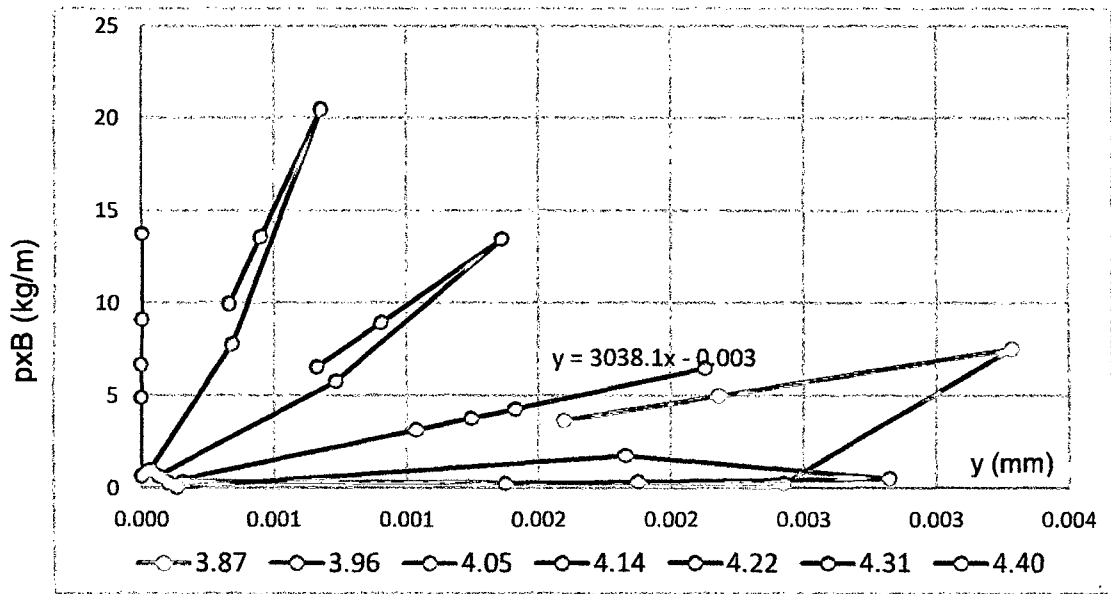


Tabla 4.29. Valores de curva p-y entre 3.87 m y 4.40 m de profundidad.

Profundidad	3.87	Profundidad	4.14	Profundidad	4.40
P	Y	P	Y	P	Y
0.36	1.55E-04	0.64	6.44E-05	0.65	0.00E+00
0.26	2.43E-03	5.77	7.33E-04	4.90	4.27E-20
7.53	3.28E-03	13.47	1.36E-03	13.74	0.00E+00
5.00	2.18E-03	8.94	9.03E-04	9.12	6.21E-20
3.66	1.60E-03	6.55	6.61E-04	6.68	0.00E+00

Profundidad	3.96	Profundidad	4.22
P	Y	P	Y
0.025	1.34E-04	0.969	3.21E-05
1.751	1.83E-03	7.782	3.42E-04
0.530	2.82E-03	20.474	6.78E-04
0.352	1.87E-03	13.586	4.50E-04
0.258	1.37E-03	9.949	3.29E-04

Profundidad	4.05	Profundidad	4.31
P	Y	P	Y
0.31	1.01E-04	0.89	9.78E-06
3.76	1.24E-03	6.84	9.87E-05
6.47	2.13E-03	18.86	2.07E-04
4.29	1.41E-03	12.51	1.37E-04
3.14	1.03E-03	9.16	1.00E-04

Figura 4.22. CURVAS SPLINE EXPERIMENTALES PARA PILOTE INSTALADO EN ARENA SUELTA

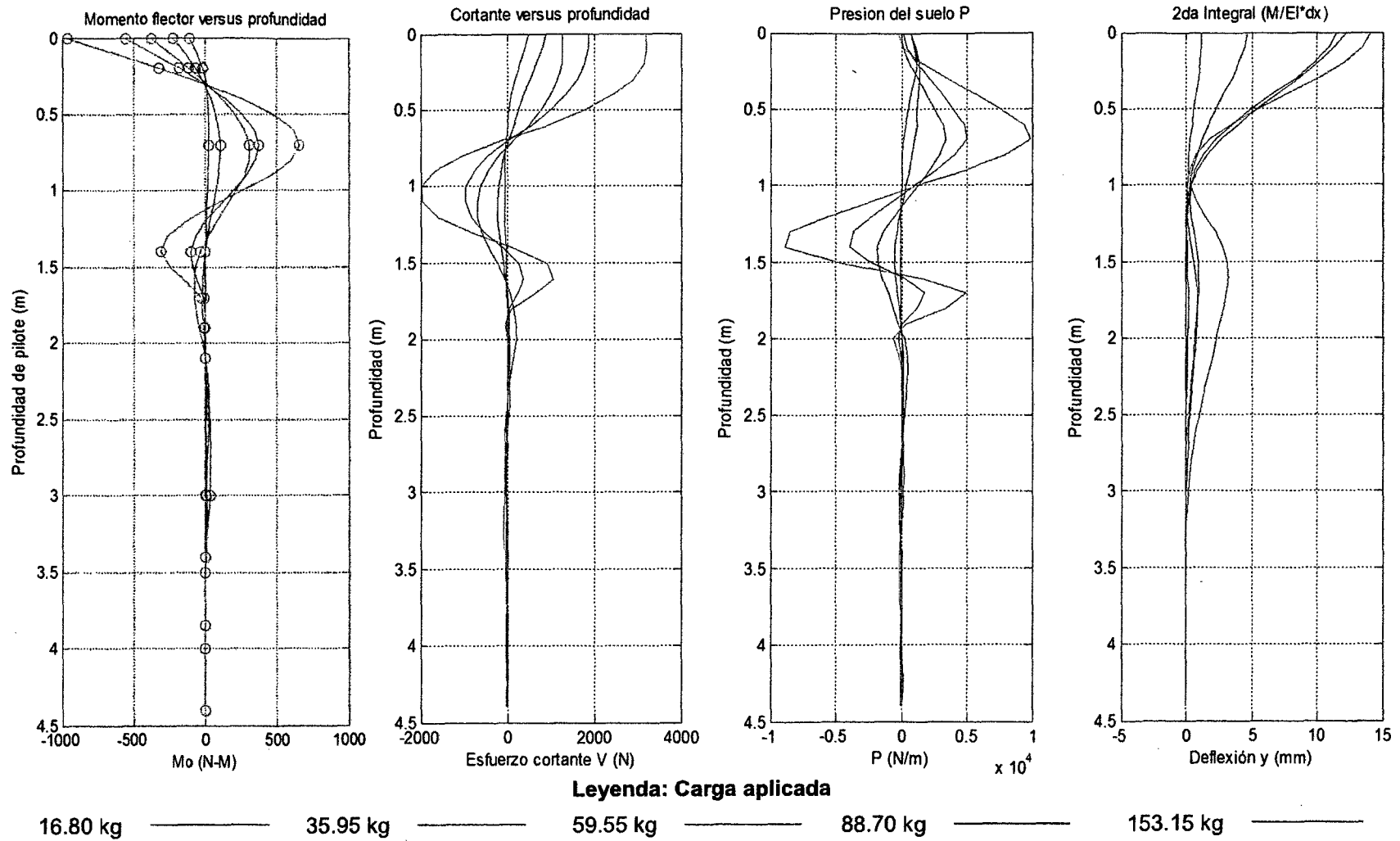


Figura 4.23. ARENA SUELTA CON CARGA HORIZONTAL 16.80 Kg

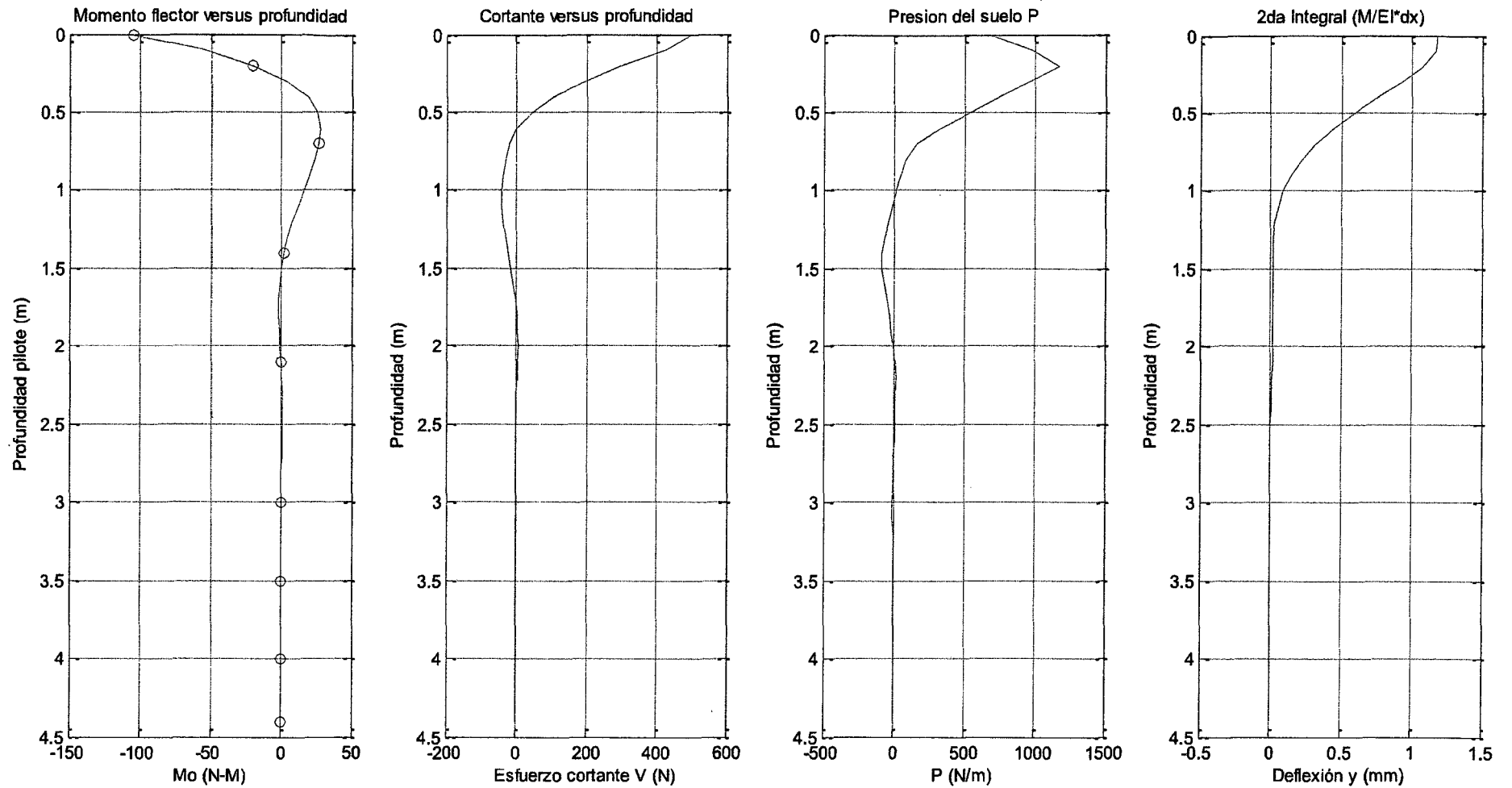


Figura 4.24. ARENA SUELTA CON CARGA HORIZONTAL 35.95 Kg

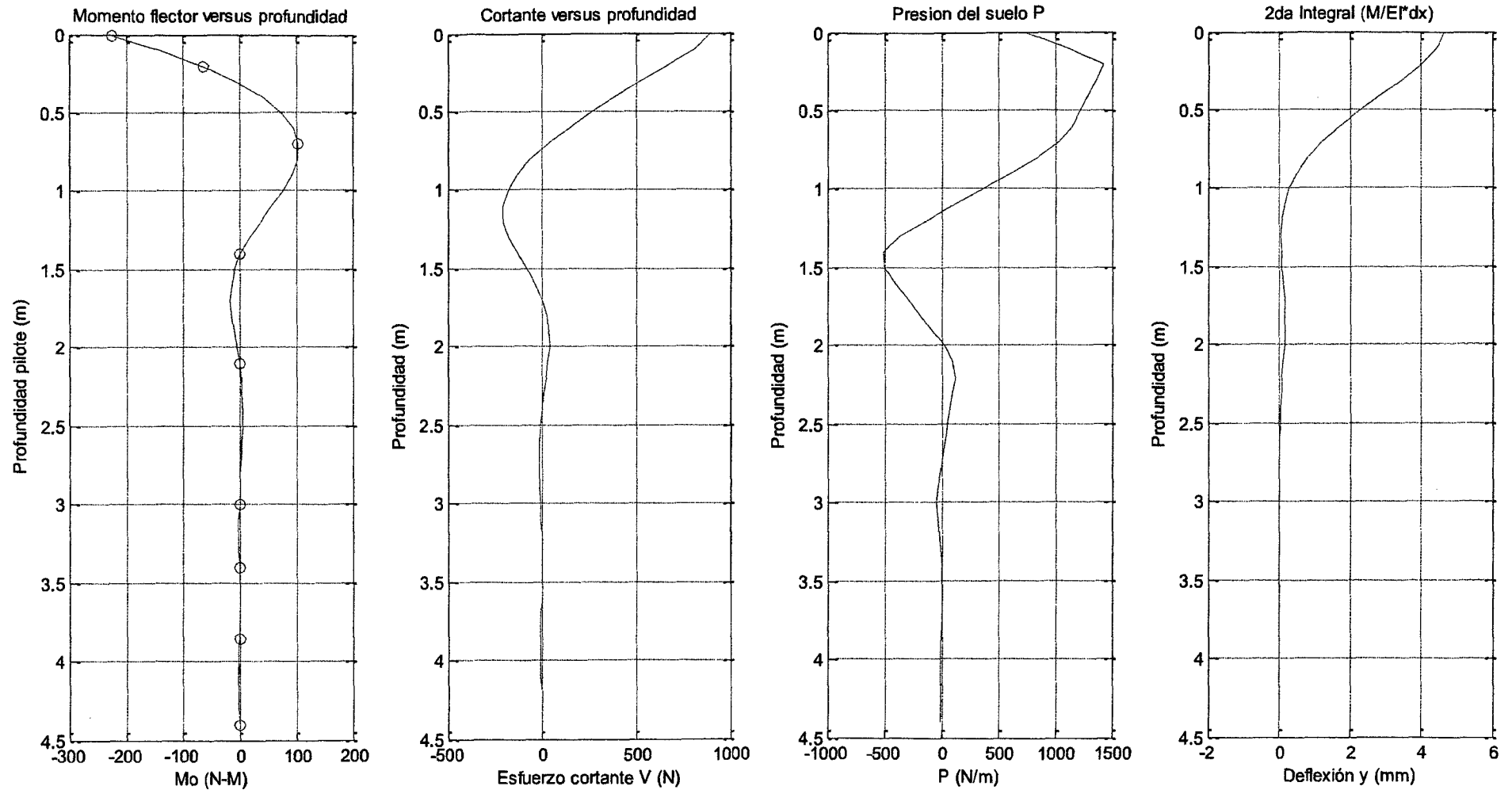


Figura 4.25. ARENA SUELTA CON CARGA HORIZONTAL 59.55 Kg

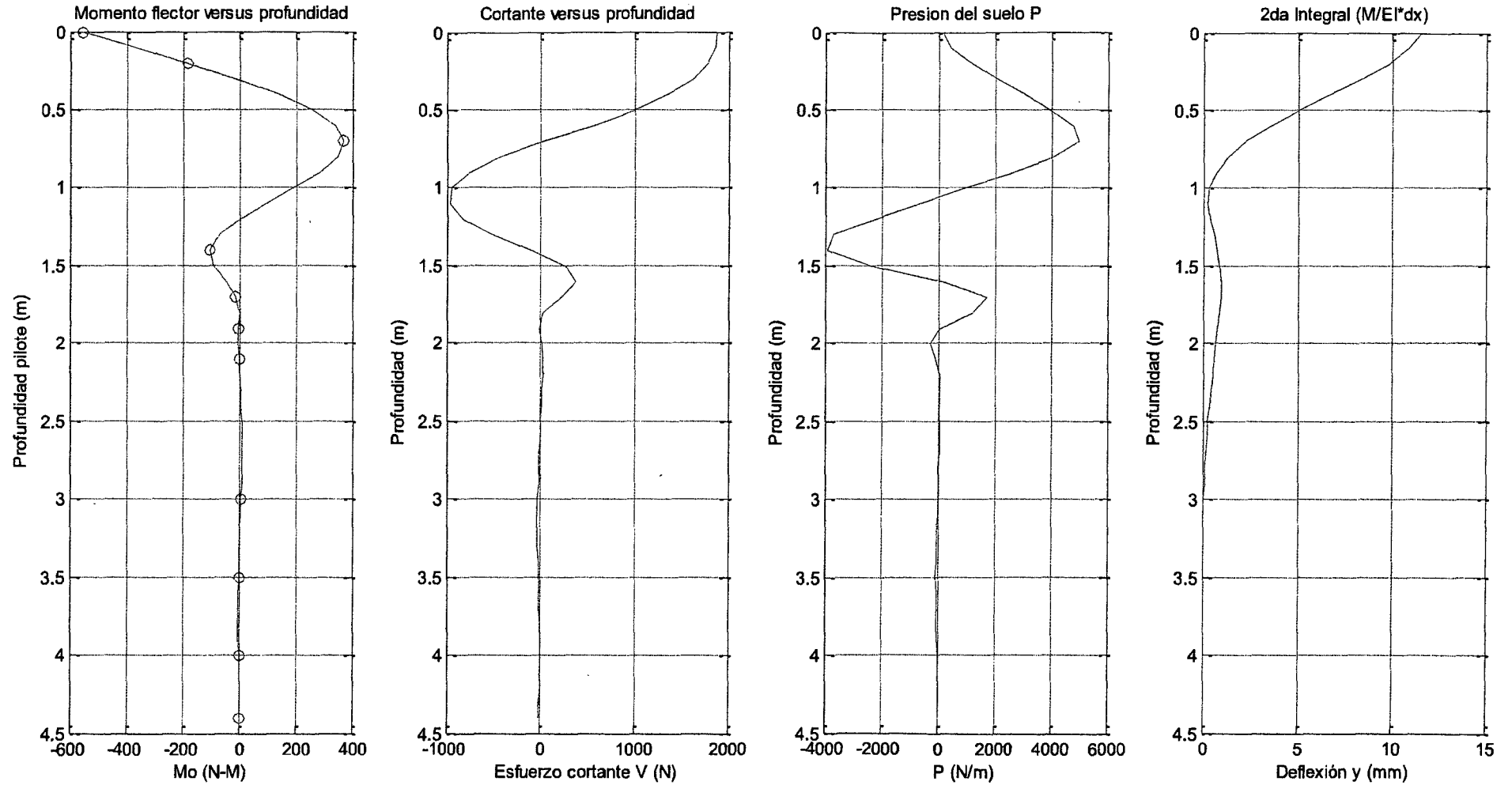


Figura 4.26. ARENA SUELTA CON CARGA HORIZONTAL 88.70 Kg

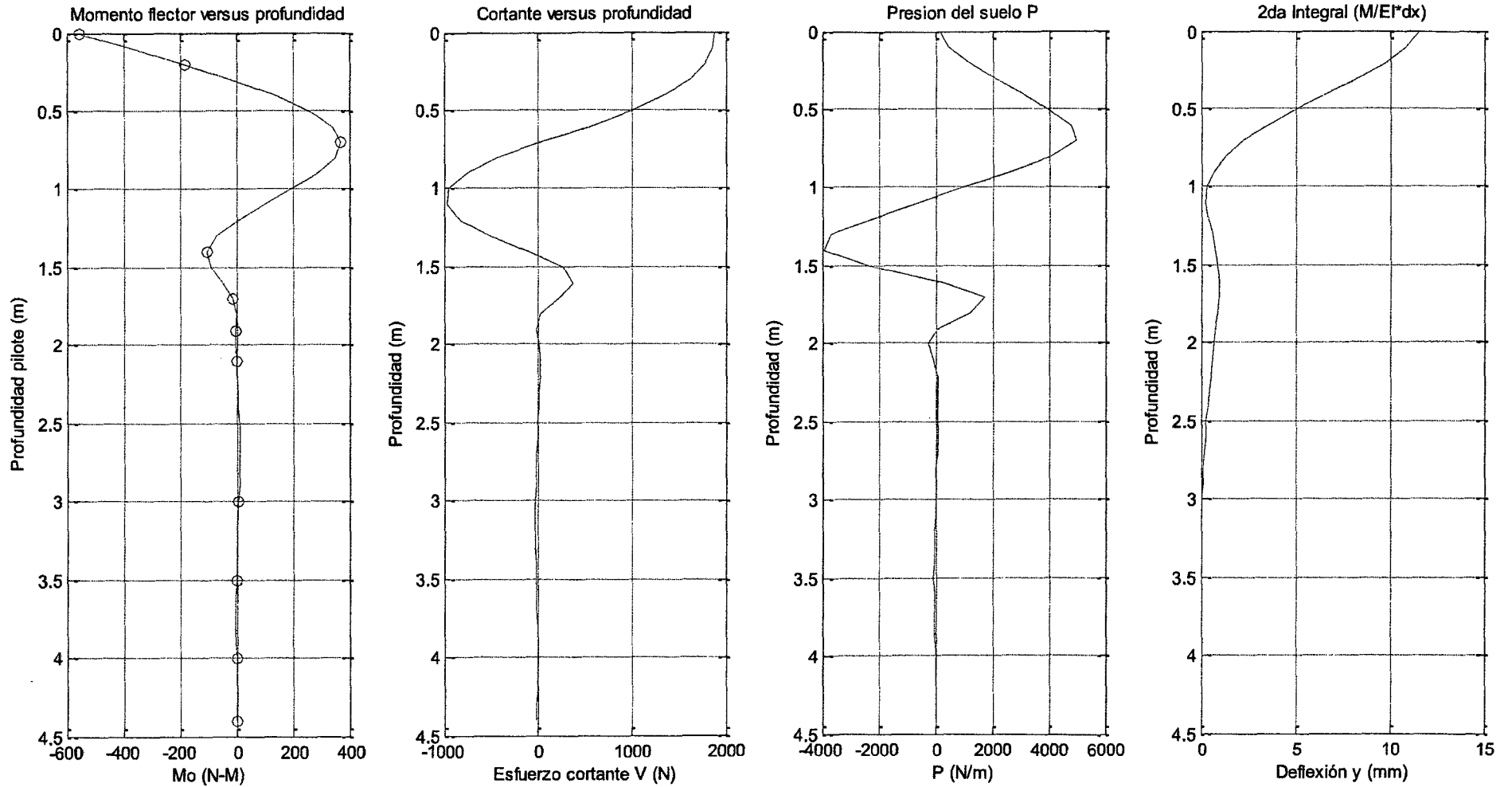


Figura 4.27. ARENA SUELTA CON CARGA HORIZONTAL 153.50 Kg

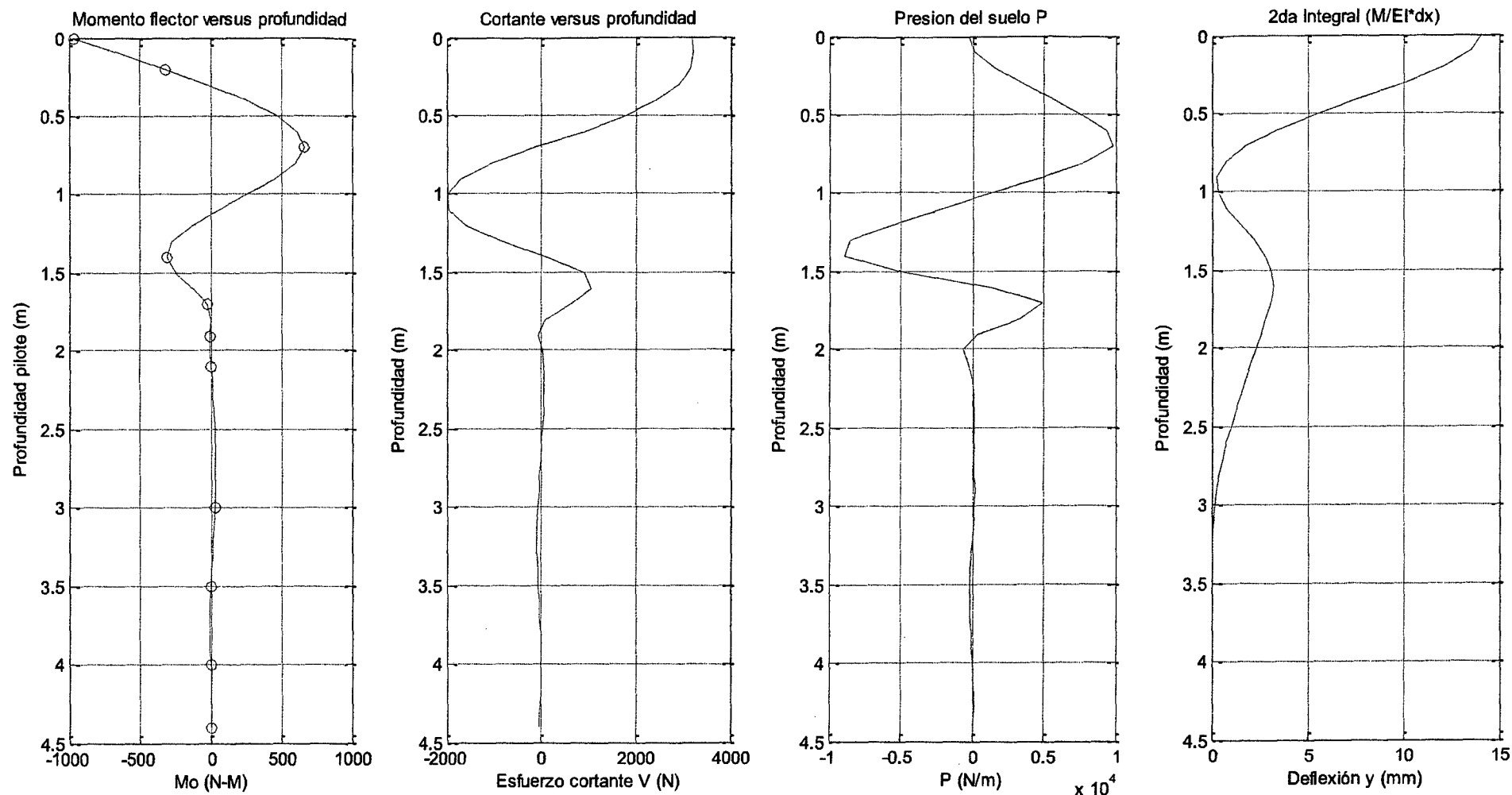


Figura 4.28. CURVAS SPLINE EXPERIMENTALES PARA PILOTE INSTALADO EN ARENA APISONADA

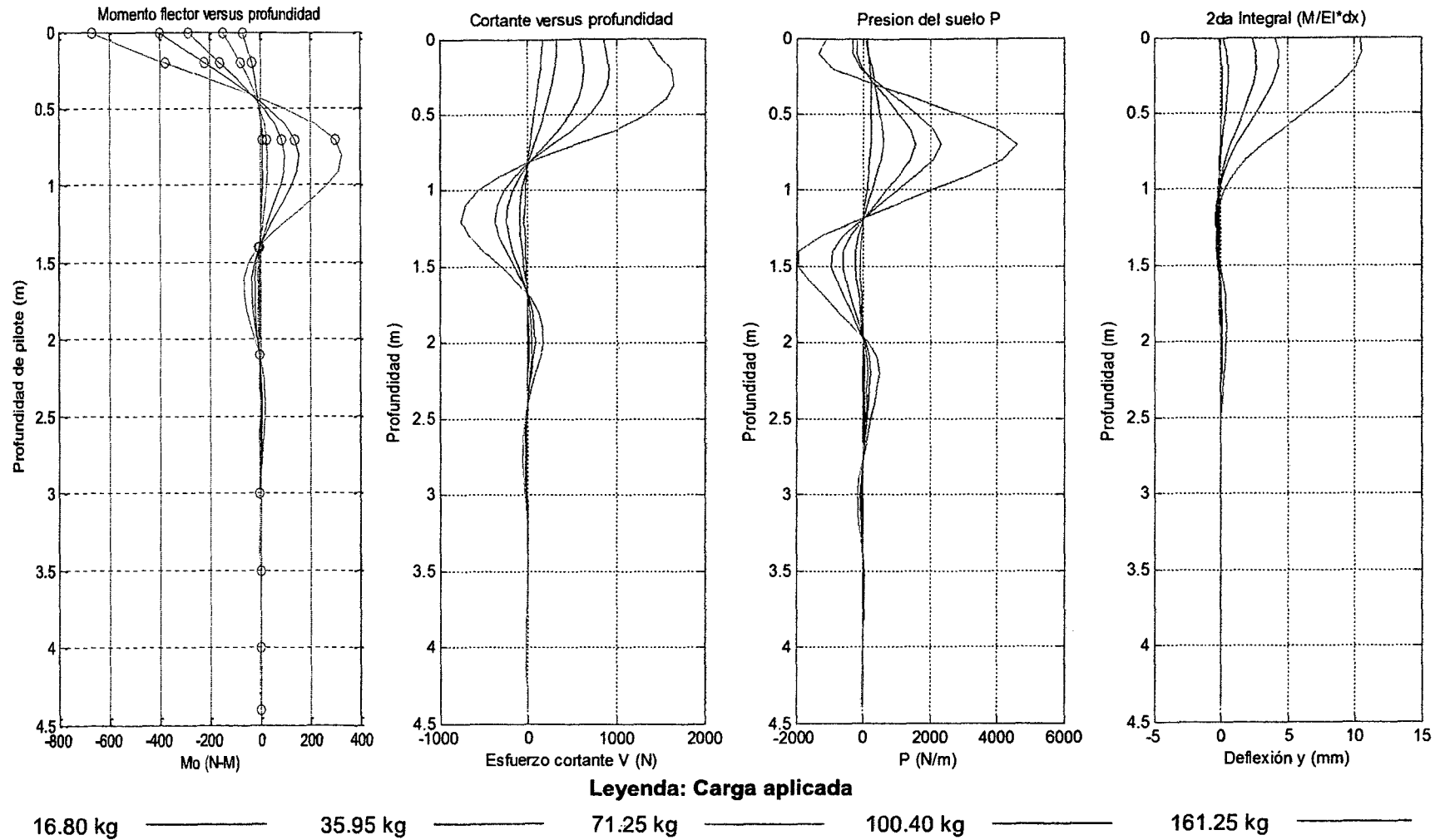


Figura 4.29. ARENA APISONADA CON CARGA HORIZONTAL 16.80 Kg

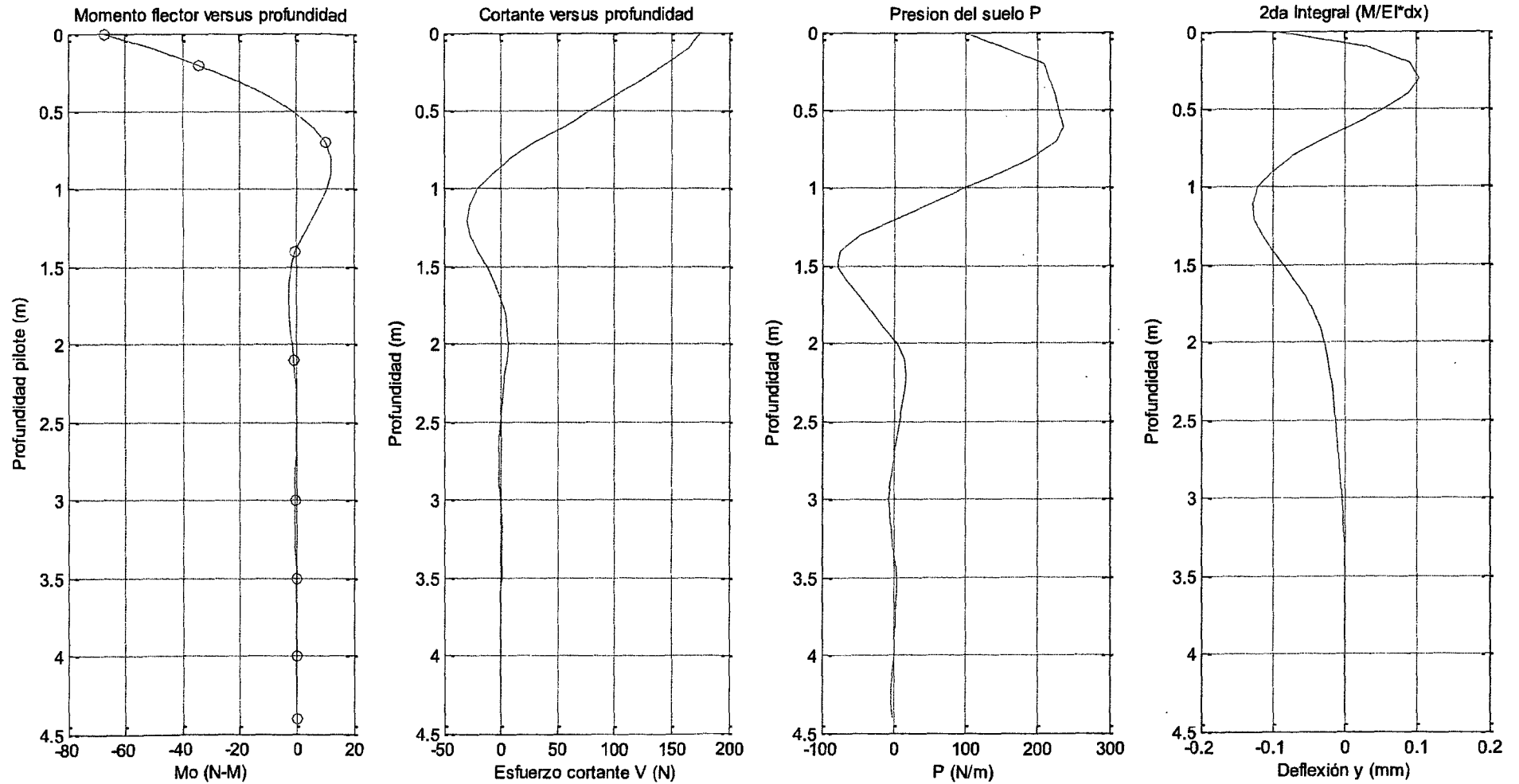


Figura 4.30. ARENA APISONADA CON CARGA HORIZONTAL 35.95 Kg

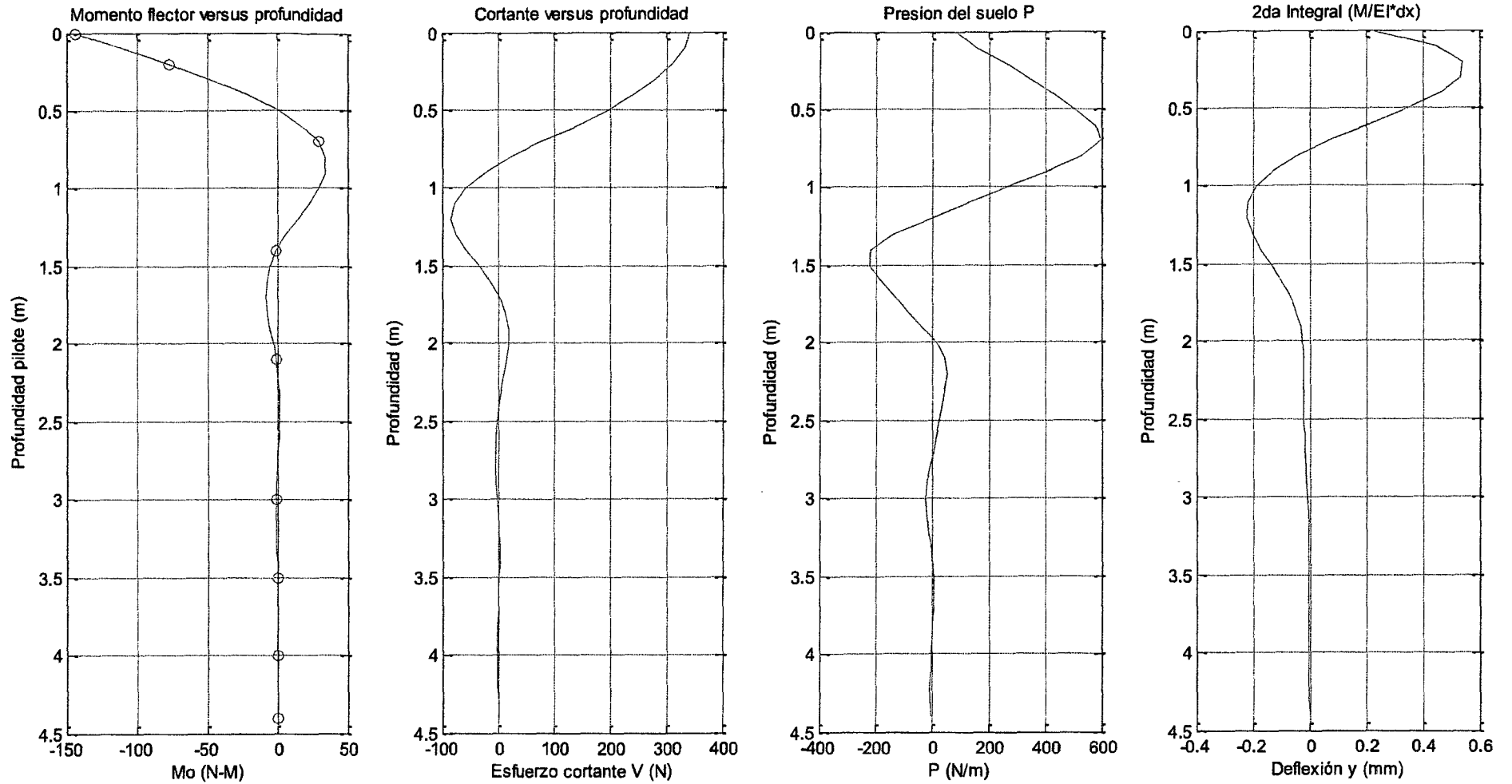


Figura 4.31. ARENA APISONADA CON CARGA HORIZONTAL 71.25 Kg

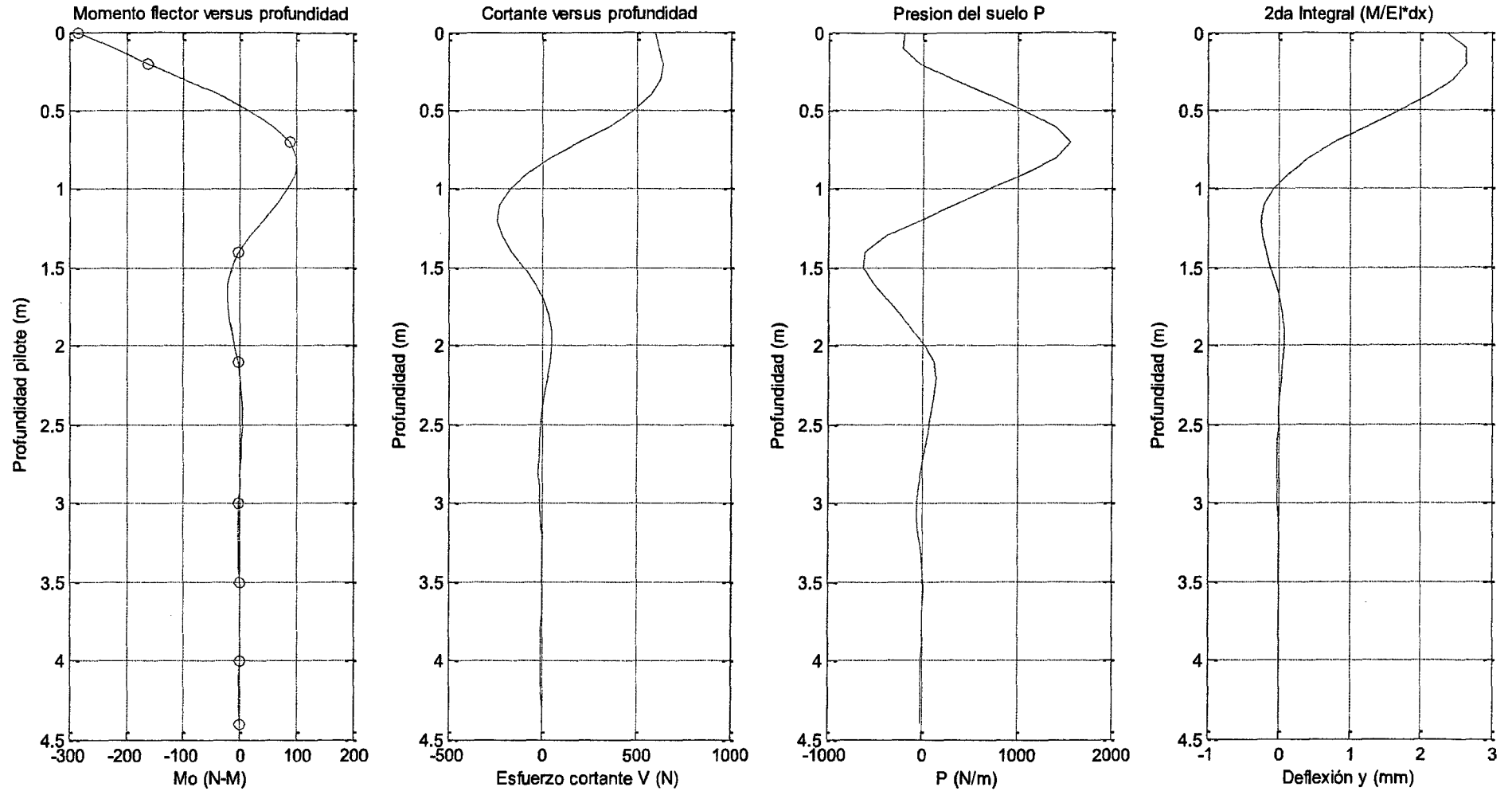


Figura 4.32. ARENA APISONADA CON CARGA HORIZONTAL 100.40 Kg

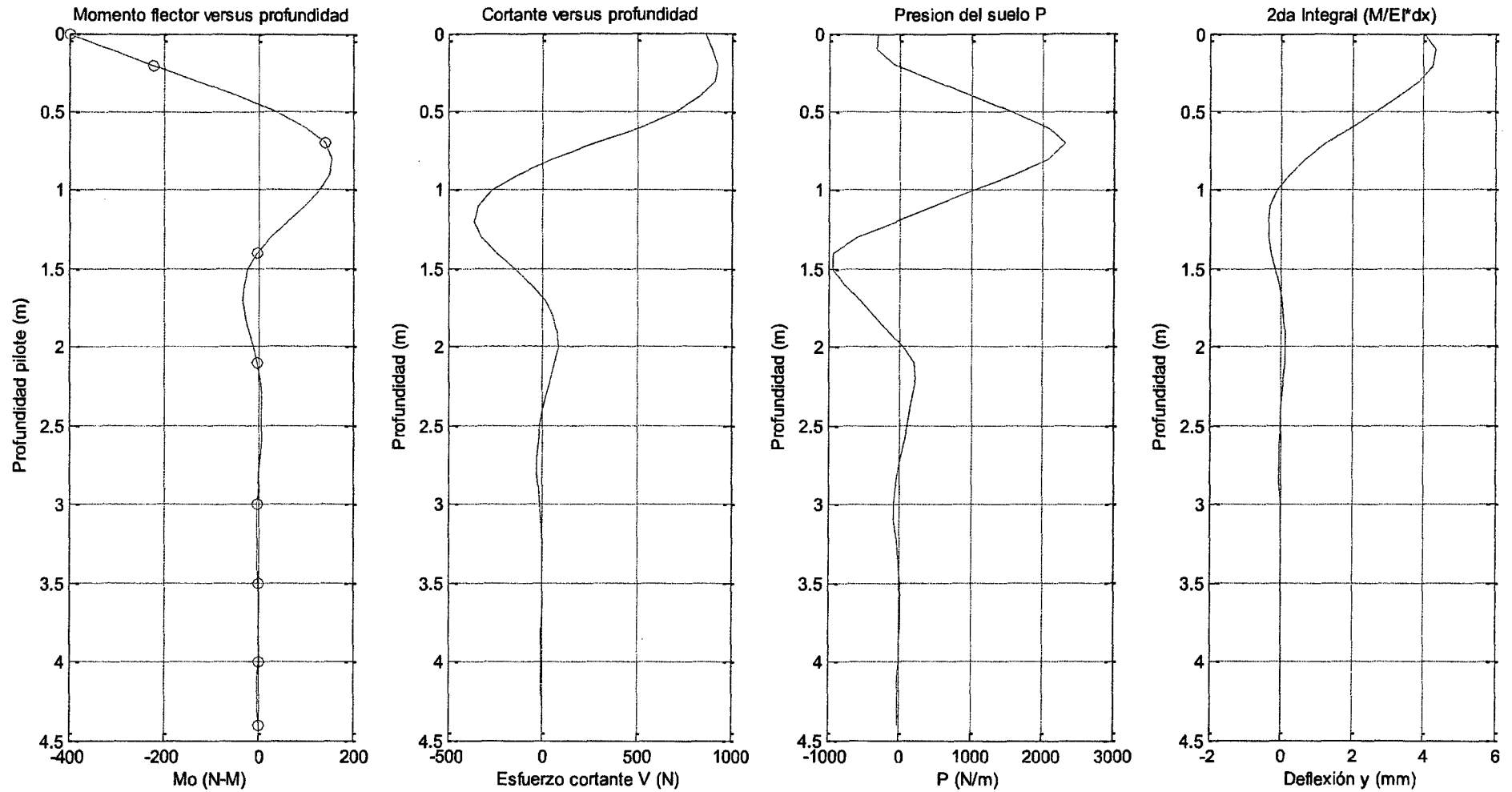
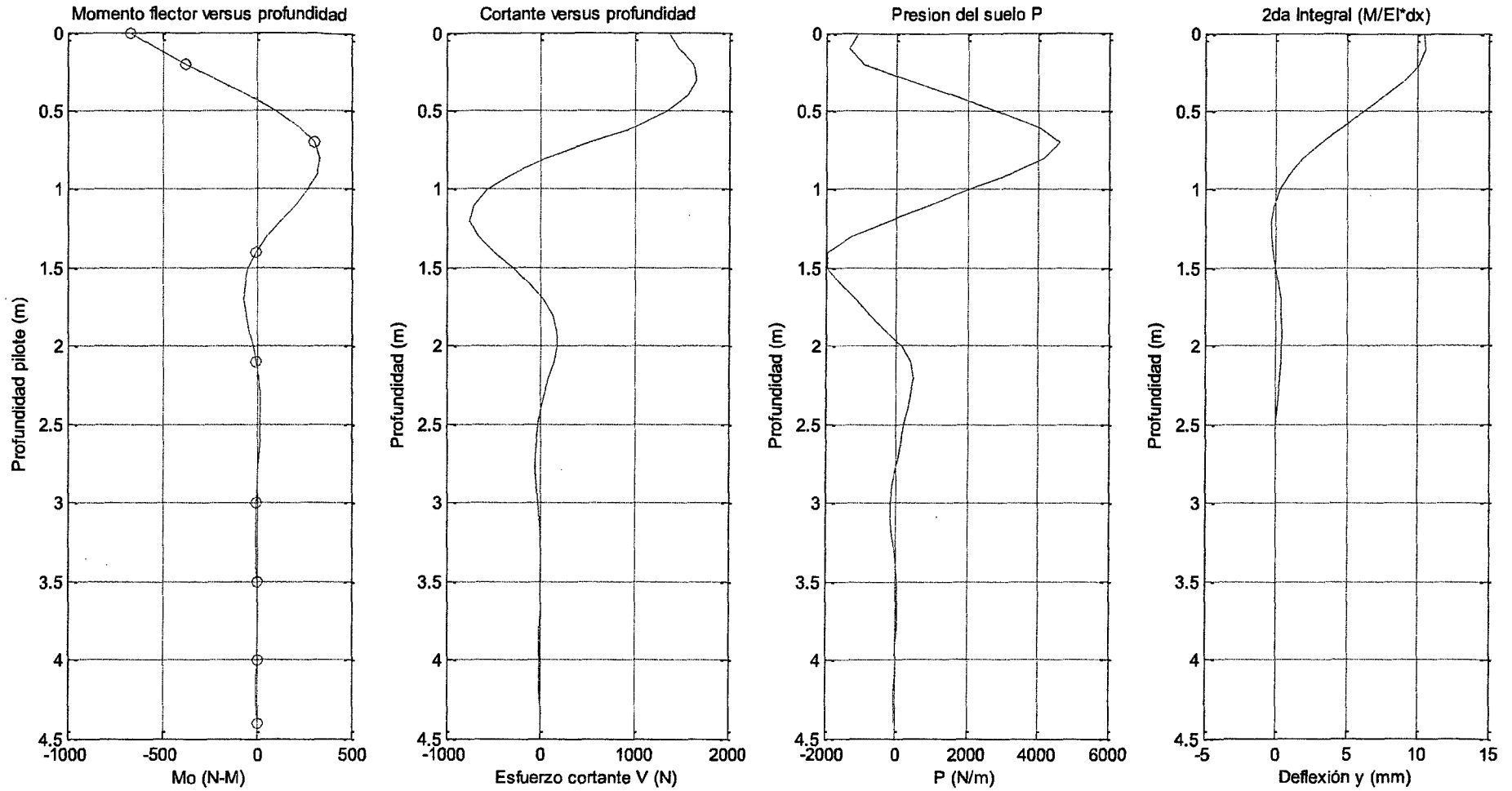


Figura 4.33. ARENA APISONADA CON CARGA HORIZONTAL 166.25 Kg



COMPARACIÓN DE DATOS EXPERIMENTALES INTERPOLADOS CON SPLINE Y RESULTADOS ANALÍTICOS

Figura 4.34. Arena suelta colocada con rejilla: cargas de 16.8 Kg, 35.95 Kg y 59.55 Kg

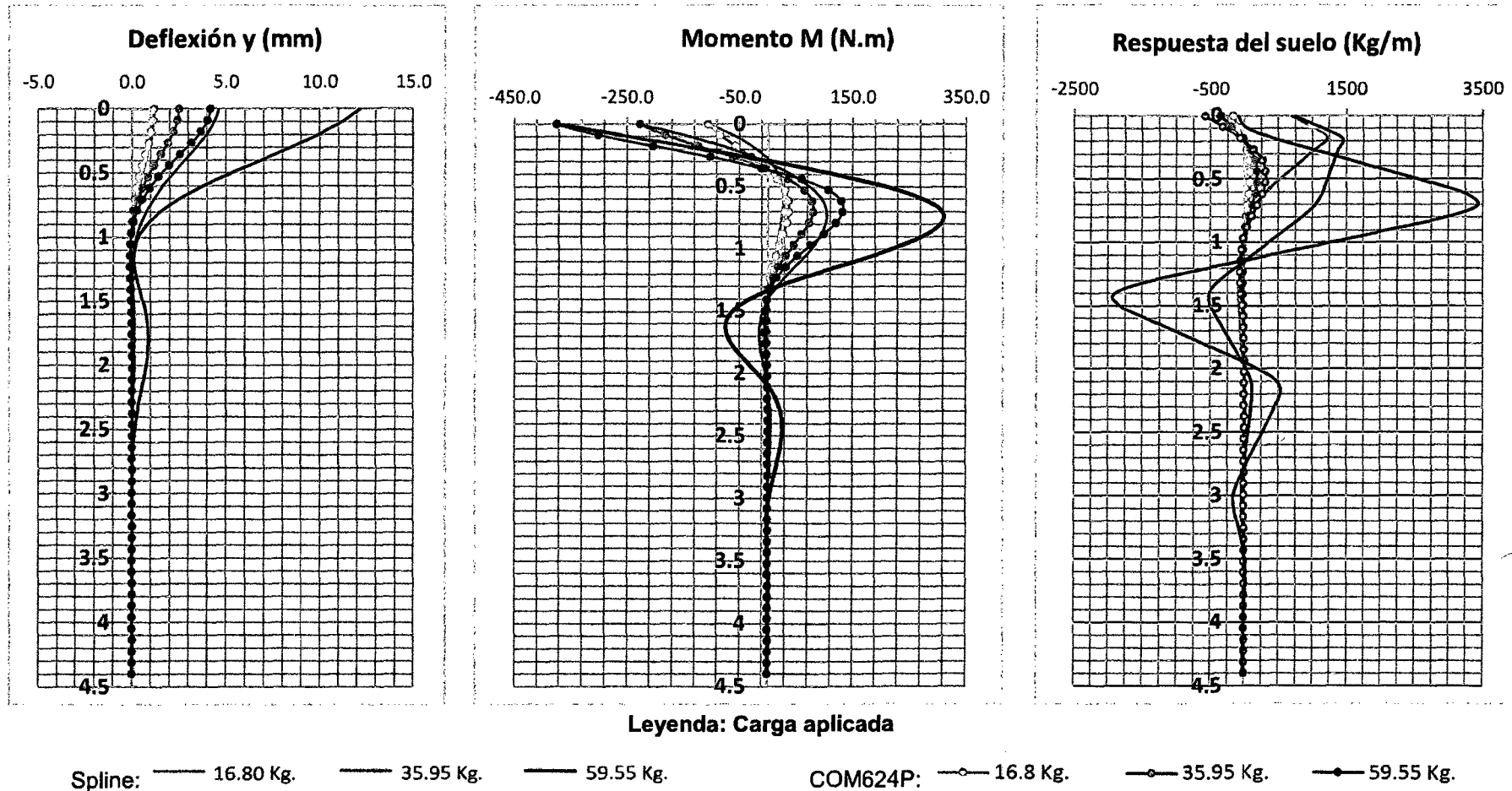


Figura 4.35. Arena colocada con rejilla: cargas de 59.55 Kg, 88.70 Kg y 153.50 Kg

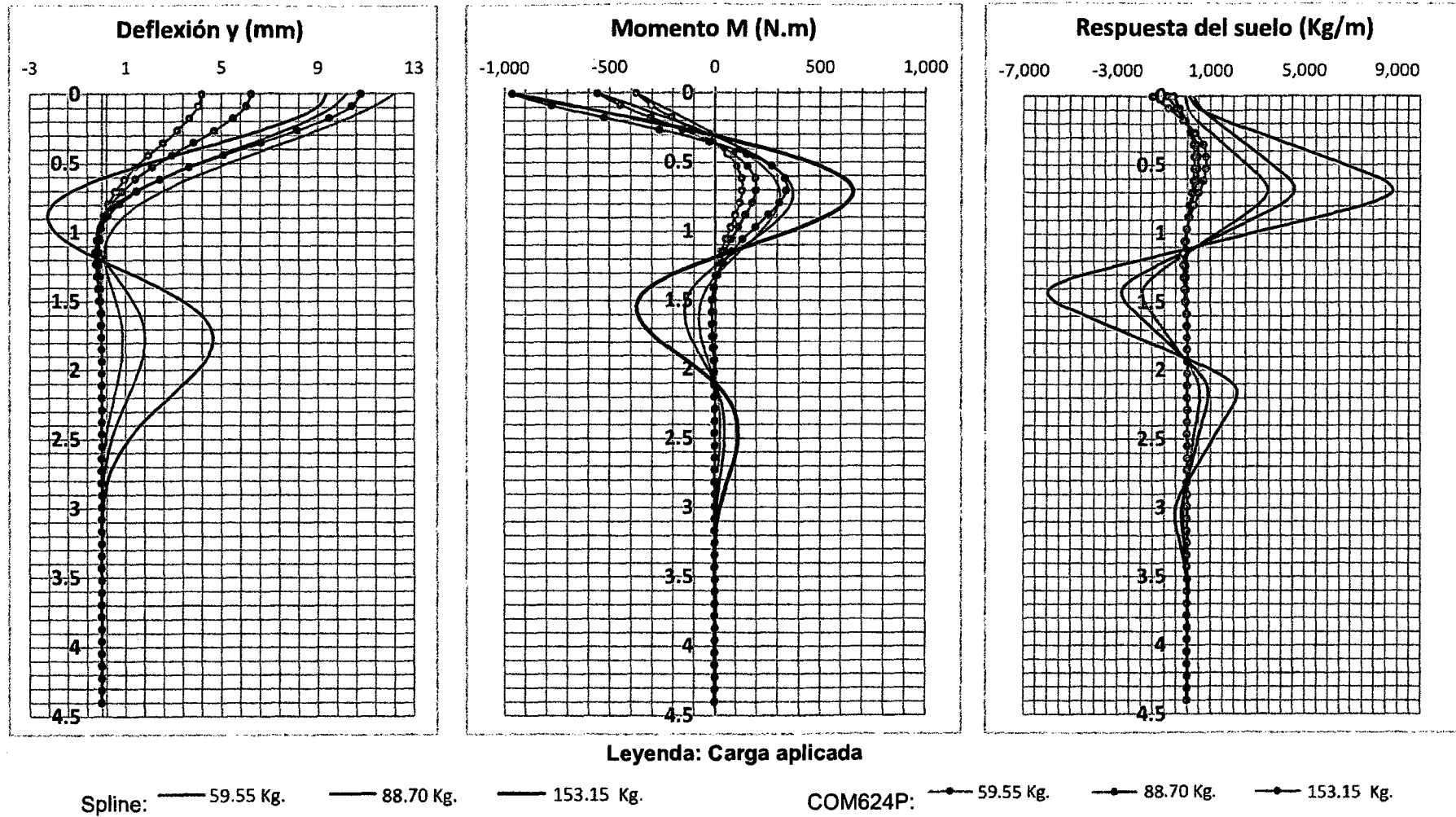


Figura 4.36. Arena apisonada: cargas de 16.80 Kg, 35.95 Kg y 71.25 Kg

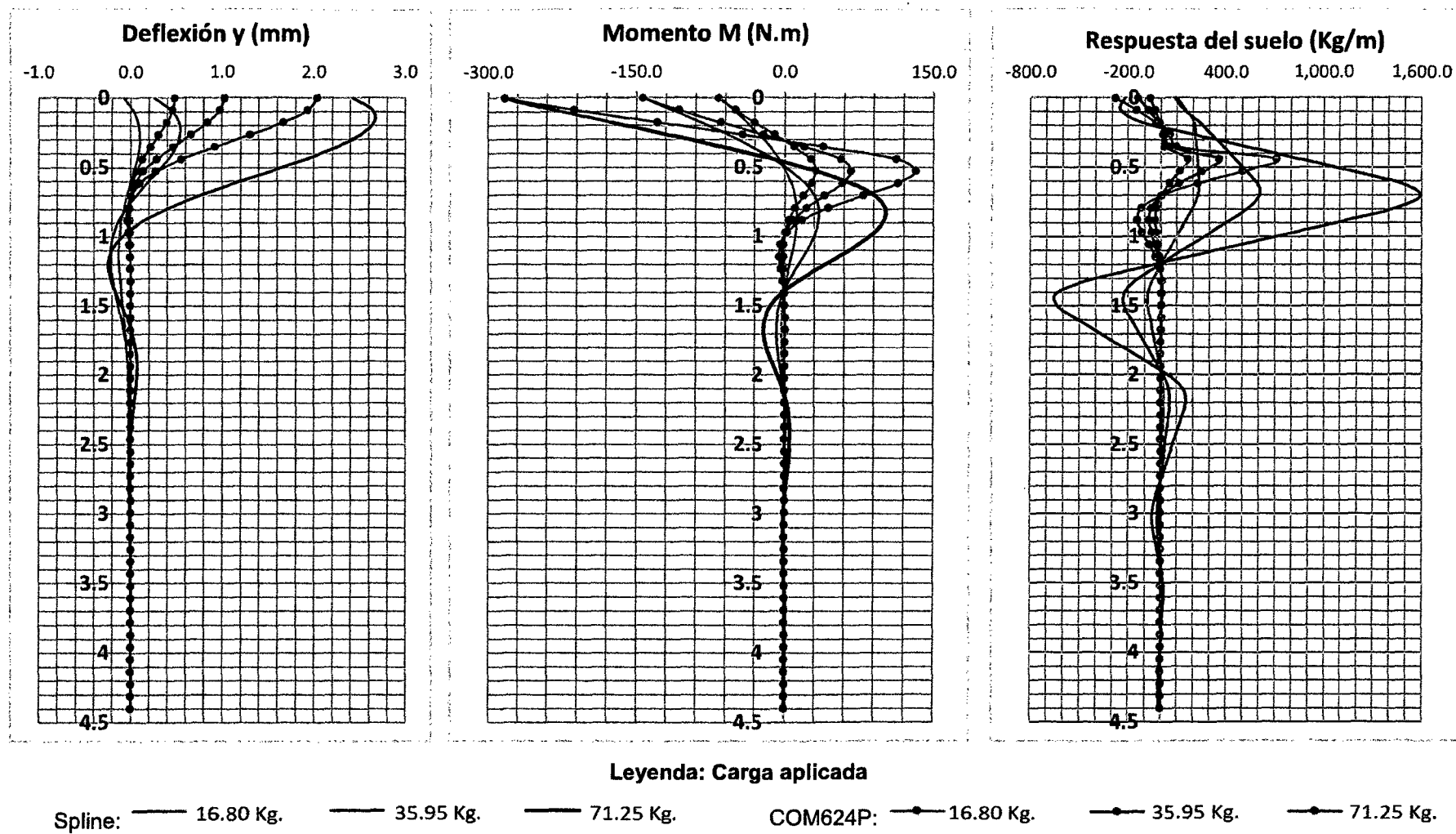
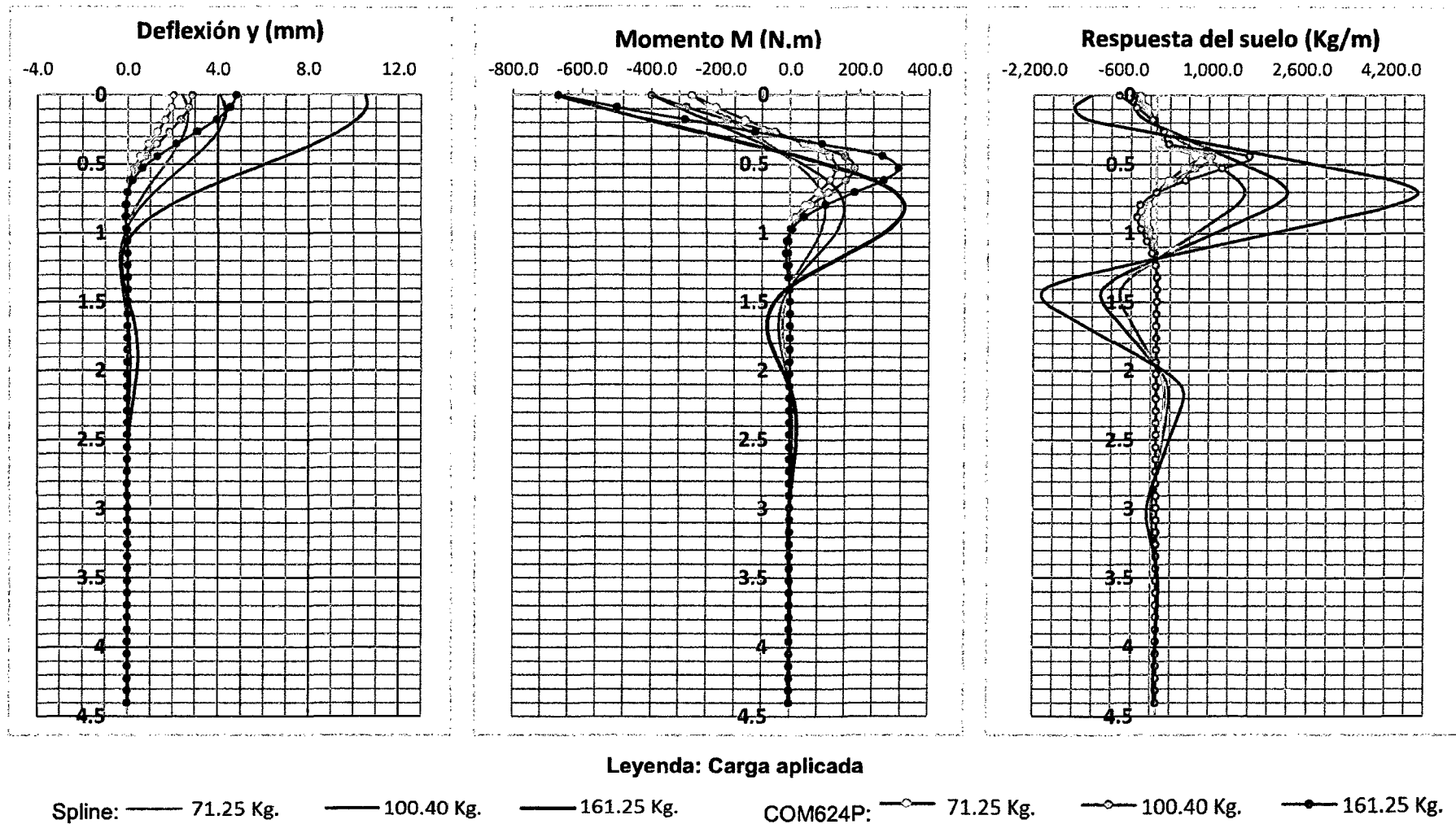


Figura 4.37. Arena apisonada: cargas de 71.25 Kg, 100.40 Kg y 161.25 Kg



CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

- El método p-y es actualmente el método más utilizado y recomendado por los manuales de diseño internacionales (AASHTO, Canadian Foundation Engineering Manual, American Petroleum Institute) para el diseño de pilotes sometidos a cargas laterales, estáticas y cíclicas.
- Las experiencias realizadas hasta la fecha confirman la confiabilidad del método p-y, a pesar de basarse en curvas empíricas que no toman en cuenta la interacción transversal (Reese, 1974) a la dirección de la carga (análisis en dos dimensiones).
- Un factor importante y difícil al determinar una curva p-y es el valor de la pendiente inicial, el módulo de reacción horizontal inicial del suelo k, que se obtiene a partir de parámetros del suelo pero que además debe describir la interacción entre el suelo y el pilote. Este parámetro se obtiene generalmente de valores empíricos obtenidos en condiciones de subsuelo particulares, que en general no corresponden al caso de un proyecto en estudio.
- A la fecha hay poca bibliografía sobre análisis de pilotes a carga lateral en tres dimensiones. Los modelos en tres dimensiones utilizan métodos de elementos finitos, o el modelo diferencial de Hetenyi (1946) y para su validación suelen compararse con resultados analíticos que utilicen el método de curvas p-y.
- Los modelos en tres dimensiones utilizan el método denominado "Strain Wedge" (cuña de deformaciones), cuya instrumentación es complicada. Por esto no hay mucha información que contraste el método de "Strain Wedge" con resultados experimentales, si no con métodos más confiables y con mayores antecedentes como es el de curvas p-y.
- Los estudios de pilotes sometidos a carga lateral, instrumentados con strain gauges, deben extenderse a casos a mayor escala e instalarse en terreno natural para poder obtener curvas p-y propias.
- Es crucial tomar las medidas necesarias para proteger los strain gauges instalados en el pilote antes de su instalación sin que estas medidas

modifiquen la inercia del pilote. Esto es aún más importante para la instalación de pilotes hincados. Estos strain gauges deben tolerar una posible deformación producto del hincado del pilote sin exceder su rango de deformación elástica.

- En el caso de pilotes hincados el pilote debe ser de un material más resistente. Puede utilizarse materiales más realistas como concreto armado, aluminio o hierro. Hay que tomar en cuenta que los strain gauges permitan ser correctamente adheridos de manera solidaria a cada material particular.
- Realizar el control de densidad en suelos arenosos con el método del cono no es lo recomendable, aún más si la arena está muy suelta como el caso graficado en la Tabla 3.3. En este caso se calculó valores negativos de la Densidad Relativa, por lo que se tuvo que asumir casi todos los valores de densidad del suelo con el fin de obtener valores superiores a la Densidad Mínima del suelo.
- La carga estática se transmitió al cabezal del pilote por un sistema mecánico de poleas, siendo preferible hacerlo con una gata hidráulica. Las masas utilizadas son pesas utilizadas para los ensayos del Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil. Debido al tiempo transcurrido entre un ensayo y otro no se pudo contar con las mismas masas para generar la carga horizontal.
- Se realizaron varias medidas de la deformación unitaria (ε) para cada carga. Luego para cada carga se obtuvo la media aritmética (ε^{prom}) y desviación estándar (σ). Esto con el fin de seleccionar el valor de deformación unitaria más representativo que se utilizará para los cálculos posteriores.
- Cuando la razón ($\sigma/\varepsilon^{prom}$) entre la desviación estándar (σ) y el valor promedio de la deformación unitaria medida (ε^{prom}) resultó menor a 25%, se seleccionó como valor final el valor promedio (ε^{prom}), en cambio cuando la razón ($\sigma/\varepsilon^{prom}$) fue mayor al 25% se asumió un valor razonable entre los valores medidos. El criterio para escoger el valor razonable fue eliminar los valores pico y por comparación con los valores esperados a mayor profundidad.

- Los valores de esfuerzo flector (N/m^2), momento flector (N/m) y reacción del suelo (N/m^2) y deflexión (mm) se obtuvieron de acuerdo a las Ecuaciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.3 por métodos numéricos que incluyen: Aproximación de diagrama de curvatura del pilote mediante aproximación spline, operaciones aritméticas, derivación (Momento M) e integración (deflexión y) de valores numéricos.
- Generar una curva spline con tan pocos puntos distribuidos (ubicación de strain gauges) agrega mucha incertidumbre a la curva spline resultante. La spline tendrá así desviaciones con respecto a la curva que podríamos obtener si se contara con un mayor número de strain gauges.
- Las operaciones de integración y derivación de la curva spline (distribución de deformaciones unitarias ϵ), con el fin de obtener la distribución de la reacción del suelo p (N/m^2) y deflexión "y" (mm) amplifica las desviaciones de los resultados medidos con respecto a los resultados analíticos. Esto se observa con claridad en las curvas p-y de arena suelta, incluso reduciéndose la deflexión a medida que se incrementaba la carga (Figura 4.20 y 4.21).
- En el presente ensayo esto ocurre cuando las deformaciones unitarias medidas son muy pequeñas con respecto a la precisión del strain gauge, a profundidades por debajo de los 2.5 m y cuando los valores de la deformación a esa profundidad son cercanos a cero.
- Como esto ha ocurrido sobre todo en el caso de la arena suelta colocada con rejilla, es probable que durante la toma de medidas ocurra un reacomodo de la arena alrededor del pilote, generando variación temporal de las mediciones.
- Por lo tanto, debido a la incertidumbre de las curvas de distribución de momento y deflexión, los resultados solo se analizaron de manera cualitativa y fueron contrastadas de manera cualitativa con los valores teóricos obtenidos con el método de Reese (1974)
- Además, debido a las incertidumbres numéricas, no se puede obtener un valor del módulo de balastro horizontal k de las curvas p-y del ensayo.

5.2. RECOMENDACIONES

- Con el fin de obtener resultados que permitan un análisis cuantitativo de las curvas p-y se recomienda una variación de carga lateral aplicada menor, lo que implica no seguir las recomendaciones de carga y descarga de la norma ASTM D 3966-90, si no comenzar con una carga alrededor del 10% de la carga final y aumentar a tasas de 10% hasta que el suelo falle o se alcance la carga final.
- La literatura recomienda (Pando, 2013) y se ha comprobado en este estudio, que la mejor manera de medir las deflexiones es mediante la instalación de "strain gauges" simétricos lo menos espaciados posible.
- En el caso de arenas, se recomienda llevar un control de deflexiones a mayor frecuencia o esperar un tiempo a que las partículas del suelo y pilote se estabilicen. La toma de deflexiones a mayor frecuencia podría medir la variación entre el reacomodo inicial del pilote y del suelo.
- Se espera que los próximos estudios de investigación de pilotes sometidos a carga lateral a realizarse en la Facultad de Ingeniería Civil (FIC-UNI) apliquen el método de elementos finitos y "Strain Wedge".
- Se recomienda continuar la investigación de pilotes sometidos a carga lateral con instrumentación de strain gauges en diferentes tipos de estratigrafía.

BIBLIOGRAFÍA

1. AASHTO. *LRFD Bridge Design Specifications - SI Units*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Tercera edición, Washington, 2004.
2. American Petroleum Institute. *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (RP 2A-WSD)*. American Petroleum Institute, Edición 21, Washington, 2000.
3. Biot, M.A. "Bending of infinite Beams on an Elastic Foundation". *Journal of Applied Mechanics of the Transactions*, 59: A1-7, American Society of Mechanical Engineers, New York, 1937.
4. Bjerrum, L. y Simons, N.E. "Comparison of shear strength characteristics of normally consolidated clays". *Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, pp. 711–726. ASCE, Boulder, 1960.
5. Bowles J. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill, New York, 1997.
6. Brinch Hansen, J. "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces". *Geoteknisk Institute Bulletin No.12*, pp. 5-9. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1961.
7. Broms, B.B. "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 90(2) pp. 27-64, ASCE, New York, 1964.
8. C.P.S. de Ingeniería - LAGESA Asociados. *Estudios Geológicos - Geotécnicos - Topográficos Hidrológicos y de Refracción Sísmica*, C.P.S. de Ingeniería, Lima, 1984.
9. Chin Y., Sew S., Chung Ch. "Interpretation of Subgrade Reaction from Lateral Load Test on Spun Piles in Soft Ground". G & P Geotechnics Sdn Bhd, Kuala Lumpur, 2010.
10. Davisson, M. T. y H. L. Gill, "Laterally Loaded Piles in a Layered Soil System". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 89(2), N° SM3 pp. 27-64, ASCE, New York, 1963.
11. Davisson, Melvin T. *Behavior of Flexible Vertical Piles Subjected to Moment, Shear and Axial Load*, Ph.D. Thesis. University of Illinois at Urbana Champaign, Champaign, 1960.
12. De la Cruz J.C. *Cimentación Piloteadas, Análisis y Diseño*. Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 1988.
13. Focht, J.A. y Koch, K.J. "Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups". *Preprints, Fifth Offshore Technology Conference, Houston, Vol. 2pp. 701 – 708, Texas, 1973.*

14. Gallo Deza E. y Bosio J. L. "Diseño definitivo de la Infraestructura, losa de Concreto, Estudio de Riesgo Sísmico y Puente de Acceso del Puente Brasil". Eduardo Gallo Deza - José Luis Bosio V. Ings. Consultores S.A. Asociados, Lima, 1997.
15. Georgiadis, M. "Development of p-y Curves for Layered Soils". *Proceedings, Geotechnical practice in Offshore Engineering*, pp. 536 – 545, American Society of Civil Engineers, New York, 1983.
16. Guillén Chávez N. *Capacidad de carga última de Pilotes en carga axial*. Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú 1995
17. Hajjalilue-Bonab, S., Puppala, J. "Study of Strain Wedge Parameters for Laterally Loaded Piles". *International Journal of Geomechanics of ASCE* N°13-2013 pp 143 – 152. American Society of Civil Engineers, New York, 2013.
18. Hetényi M. *Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering*. University of Michigan Press, Ann Arbor, 1946.
19. Jiménez Salas, J. A. *Geotecnia y cimientos II: mecánica del suelo y de las rocas*. Rueda Ediciones, Madrid, 1981.
20. Lambe, T. y Whitman, R. *Mecánica de suelos*, 4ta Edición. Editorial Limusa, México, D.F., 1984
21. Matlock H. "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", Paper N° OTC 1204, *Proceedings, Second Annual Offshore Technology Conference*, Vol 1, pp 577 – 594, Houston, 1974.
22. Meyerhof, G. "Bearing capacity and settlement of pile foundations". *Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE*, Vol 102, N° GT3, pp 197 – 228. American Society of Civil Engineers, New York, 1976.
23. Naval Facilities Engineering Command. *Soils And Foundations Design Manuals DM-7.01 Soil Mechanics*. Naval Facilities Engineering Command, Virginia, 1986.
24. Paikowsky S.G. *NCHRP Report 507-Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations*. Transportation Research Board, Washington D.C., 2004.
25. Paikowsky, S. G. *Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep Foundations, NCHRP Report 507*. National Cooperative Highway Research Program Publications, Washington, D.C., 2004.
26. Pando, M.A. *Analyses of Lateral Loaded Piles with P-Y Curves - Observations on the Effect of Pile Flexural Stiffness and Cyclic Loading. Apuntes del curso "Geotechnical II"*. Universidad de Carolina del Norte en Charlotte, Charlotte, 2013.

27. Peck R.B y Davisson M.T. Discusion of "Design and stability considerations for Unique Pier" por J. Michalos y D.P. Billington, *ASCE Transactions*, Vol. 127, Part IV, pp 413 – 424. American Society of Civil Engineers, New York, 1962.
28. Poulos, H.G. "Behavior of Laterally Loaded Piles: II - Pile Groups". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division of ASCE*, Vol. 97, N° SM5. American Society of Civil Engineers, New York, 1971.
29. Prakash, S. "Behavior of pile groups subjected to lateral loads", Ph. D. Thesis. University of Illinois, Urbana, 1962.
30. Prakash, S. y Sharma H.D. "Pile Foundation in Engineering Practice". John Wiley, New York, 1990.
31. Qin H. "Response of Pile Foundations due to lateral force and soil movements", Ph. D. Thesis. Griffith University, Brisbane, 2010.
32. Reese L. C. "Laterally loaded piles: Program documentation". *Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE*, Vol. 103 N° GT7, pp 287-305. American Society of Civil Engineers, New York, 1977.
33. Reese L. C., Welch R. C. "Lateral Loading of Deep Foundations in Stiff Clay". *Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE*, Vol. 101 N° GT7, pp 633-649. American Society of Civil Engineers, New York, 1975.
34. Reese L. C., Welch R. C. y Koop, F. D. "Analysis of laterally loaded piles in sand", *Proceedings of the Sixth Annual Offshore Technology Conference*, Vol 2, Paper N° OTC 2080, pp 473 - 483. Offshore Technology Conference, Dallas, 1974.
35. Reese, L. C., *Behavior of piles and pile groups under lateral load*. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research, Washington, D.C., 1983.
36. Reese, L.C., Colley L.A., y Radhakrishnan N. Wild West Software. *Laterally Loaded Piles and Computer Program COM624P*. Technical Report K-84-2 US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1984.
37. Robertson P.K, Campanella R.G. y Wightman A. "CPT-SPT Correlations". *Journal of Geotechnical Engineering Division of ASCE*, Vol 109, N° 11, pp 1449-1459. American Society of Civil Engineers, New York, 1983.
38. Schmertmann, "J.H. Static cone to compute static settlement over sand". *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division of ASCE*, Vol. 96 (3), p. 1011-1043. American Society of Civil Engineers, New York, 1970.
39. Schmertmann, J.H. "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. FHWA-TS-78-209". U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research, Washington D.C., 1978.

40. Semple, R.M. and Rigden, W.J. "Shaft Capacity of Driven Pipe Piles in Clay". *Proceedings of Symposium ASCE on Analysis and Design of Pile Foundations*, pp 59-79. (J.R. Meyer Ed.) American Society of Civil Engineers, New York, 1984.
41. Sullivan, W.R., Reese, L.C., and Fenske, C.W., "Unified Method for Analysis of Laterally Loaded Piles in Clay". *Proceedings of the Conference of Numerical Methods in Off-shore Piling*, pp. 135 – 146. Institution of Civil Engineers Publishing, Londres, 1979.
42. *Technical Instruction Design of Deep Foundations (TI 818-02)*. Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, 1998.
43. Terzaghi, K. "Evaluation of coefficients of subgrade reaction". *Géotechnique*, Vol. 5, N° 4, pp.297-326. Institution of Civil Engineers Publishing, Londres, 1955.
44. Terzaghi, K. and Peck, R. B. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 1967.
45. Tomlinson, M. J. *Foundation design and construction*, 7ma edición. Pearson Education Ed., Essex, 2001.
46. U.S. Army Corps of Engineers. Design of Pile Foundations, Engineer Manual 1110-2-2906. U.S. Army Corps of Engineers., Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers. Washington, 1991.
47. Vesic, A. S. "Beams on Elastic Subgrade and Winkler's Hypothesis", *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol 1, pp 845-850. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961.
48. Wang S.-T. and Reese L. C. *COM624P Laterally Loaded Pile Analysis Program for the Microcomputer, Version 2.0. U.S.*, Publication N° FHWA-SA-91-048. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research, Washington, 1993.
49. Winkler E. Die lehre von elasticitat und festigkeit (Elasticidad y resistencia). Verlag von H. Dominicus, Prague, 1867

ANEXO A

FACTORES DE RESISTENCIA AASHTO LRFD

Tabla 1. Factores de resistencia para pilotes hincados. AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2010) p 10-45.

MÉTODOS DE DISEÑO/SUELO/CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Resistencia portante nominal de un pilote – Método de análisis dinámico con Ensayo de carga estático, Φ_{dyn} .	La prueba de hincado estático fue exitosa y se llevó en por lo menos un pilote por sitio y se realizó una prueba dinámica en por lo menos dos pilotes por sitio, pero nunca menos del 2% del total de pilotes hincados.	0.80
	La prueba de hincado estático fue exitosa y se llevó en por lo menos un pilote por sitio sin prueba dinámica.	0.75
	Se realizó prueba dinámica en el 100% de los pilotes producidos.	0.75
	El criterio de hincado se define por pruebas dinámicas con señal adaptada al inicio del rehincado (beginning of redrive, BOR) solo si se realiza en por lo menos un pilote final por pilar.	0.65
	Análisis de ecuación de ondas, sin test de carga dinámica o estática, solo aplicable en condiciones de hincado definitivo.	0.40
	Fórmulas dinámicas de hincado de pilotes de Gates (modificado por la Federal Highway Administration)	0.40
	Fórmula dinámica "Engineering News Records" (Artículo 10.7.3.8.5).	0.10
Resistencia portante nominal de un pilote a carga vertical – Métodos de análisis estático Φ_{stat} .	Resistencia por fricción y punta en arcillas: Método α (Tomlinson 1987, Skempton 1951)	0.35
	Método β (Esrig y Kirby 1979, Skempton 1951)	0.25
	Método λ (Vijayvergiya y Focht 1972, Skempton 1951)	0.40
	Resistencia por fricción y punta en arena: Método de Nordlund/Thurman (Hannigan et al. 2005)	0.45
	Método SPT	0.30
Método CPT (Schmertmann) Resistencia por punta en roca (Sociedad geotécnica de Canadá 1985)	0.50	
Falla en bloque, Φ_b .	Arcilla	0.60
Resistencia a la tracción de un pilote, Φ_b .	- Método de Nordlund	0.35
	- Método α	0.25
	- Método β	0.20
	- Método λ	0.30
	- Método SPT	0.25
	- Método CPT	0.40
	- Ensayo de carga	0.60
Resistencia a la tracción en grupo de pilotes, Φ_{ug} .	Arenas y arcillas	0.50
Resistencia de grupo a fuerza hacia arriba	Todo tipo de suelo y roca.	1.00
Estado de límite estructural y Análisis de resistencia al hincado de pilote, Φ_b .	Pilotes de acero (Artículo 6.5.4.2), Pilotes de concreto (Artículo 5.5.4.2.1), Pilotes de madera (Artículo 8.5.2.2 y 8.5.2.3). Para el Análisis de resistencia al hincado los artículos utilizan el símbolo Φ para la "resistencia del pilote durante el hincado".	

Tabla 2. Factores de resistencia para estados límites de Resistencia Geotécnica en pilotes perforados. AASHTO LRFD Bridge Design Specification (2010).

MÉTODOS/SUELO/CONDICIÓN			FACTOR DE RESISTENCIA
Capacidad última de resistencia para un pilote excavado Φ_{stat} .	Resistencia lateral en arcillas	Método α (Reese y O'Neill 1999)	0.45
	Resistencia por punta en arcillas	Esfuerzos totales (Reese y O'Neill 1999)	0.40
	Resistencia lateral en arenas	Método β (O'Neill y Reese, 1999)	0.55
	Resistencia por punta en arenas	O'Neill y Reese (1999)	0.50
	Resistencia lateral en IGMs	O'Neill y Reese (1999)	0.60
	Resistencia por punta en IGMs	O'Neill y Reese (1999)	0.55
	Resistencia lateral en roca	Horvath and Kenney (1979) O'Neill y Reese (1999) Carter y Kulhawy (1988)	0.55
			0.50
Resistencia por punta en roca	Sociedad geotécnica de Canadá, 1985. Método de presurímetro (Sociedad geotécnica de Canadá 1985). O'Neill y Reese (1999)	0.50	
Falla de bloque, Φ_b .	Arcilla	0.55	
Resistencia a la tracción de un pilote, Φ_{up} .	Arcilla	Método α (Reese y O'Neill, 1999)	0.35
	Arena	Método β (O'Neill y Reese, 1999)	0.45
	Roca	Horvath y Kenney (1979) Carter y Kulhawy (1988)	0.40
Resist. a la tracción de un grupo de pilotes	Arena y Arcilla	0.45	
Resistencia geotécnica horizontal de uno o grupo de pilotes excavados.	Todos los materiales.	1.00	
Prueba de carga estática (compresión), Φ_{load} .	Todos los materiales.	Valores no superior a 0.70	
Prueba de carga estática (tracción), Φ_{upload} .	Todos los materiales.	0.60	

ANEXO B

NORMA ASTM D 3966 - 90

ENSAYO DE CARGA EN PILOTES CON CARGA LATERAL ASTM D 3966 - 90

Los métodos de estimación de capacidad de carga y asentamiento de pilotes bajo ciertas condiciones, son producto de investigaciones de campo, ensayos de laboratorio y métodos analíticos, empíricos y semi empíricos. Los valores encontrados de esa manera solo pueden verificarse mediante ensayos de carga en pilotes. Estos ensayos pueden ser de dos tipos:

- *Pilote de prueba*; el ensayo se realiza en pilotes de diseños preliminares, los que generalmente son llevados hasta la rotura. Del análisis de los resultados se afinan los cálculos y se obtiene un diseño definitivo.
- *Pilote final*; en este caso el ensayo se realiza en los pilotes definitivos. Del lote de pilotes a instalar se selecciona uno o varios pilotes aleatoriamente y se verifica la capacidad de diseño. Generalmente se ensaya al 200% de la capacidad de diseño del pilote.

En ambos casos el procedimiento, equipos e instrumentación son similares y la diferencia vendría a ser la magnitud máxima de la carga aplicada.

B.1.1 Ensayo de carga lateral

Si bien el ensayo no reproduce con exactitud las restricciones finales que tendrá el cabezal del pilote y el mecanismo de conexión con la superestructura, mediante procedimientos analíticos (curvas p-y) es posible interpretar los resultados salvando esta deficiencia, ya que el ensayo permite:

- La medición de la respuesta del sistema pilote-suelo, información útil para investigación, diseño y control de calidad.
- La determinación más exacta de la capacidad de resistencia lateral del sistema pilote-suelo.
- Con instrumentación apropiada (strain gauges, celdas de presión del suelo) se puede determinar propiedades mecánicas del suelo con fines de diseño estructural del pilote.

B.2 EQUIPOS DE APLICACIÓN DE CARGA E INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN

Para la aplicación de carga lateral por empuje se necesita un sistema de reacción capaz de generar una fuerza mayor a la carga máxima de ensayo sin desplazarse o deformarse y una gata hidráulica de válvula esférica que permita colocar su cilindro horizontalmente.

El sistema de reacción servirá como apoyo de la gata hidráulica y como su nombre lo indica su misión es generar una fuerza de reacción transmitida por la gata hidráulica al pilote para originar un desplazamiento.

B.2.1 Aparatos de aplicación de carga: La presión del pistón hidráulico es operada por una bomba de aire simple o eléctrica. La capacidad necesaria del cilindro se obtiene del producto del área del pistón por la presión máxima a aplicar durante el ensayo. Cuando las cargas a aplicar son importantes se debe conocer el máximo caudal de la bomba, así como el volumen necesario por pulgada de desplazamiento del pistón.

Los elementos característicos son:

- *Placas de apoyo:* de acero, espesor mínimo 2 pulg. (50 mm). Deben ser de suficiente rigidez para no deformarse significativamente en ninguno de sus direcciones ni atenuar la carga aplicada. La placa en contacto con el pilote debe estar apoyada en toda su área en una superficie plana del pilote, unida con un "grout" o soldadura de adecuada rigidez para transmitir la carga con la menor pérdida posible.
- *Cilindro (strut):* debe ser de acero y de suficiente tamaño y rigidez para transmitir la carga lateral sin alterarse. Su función es salvar la distancia y conectar la gata hidráulica y la cabeza del pilote.
- *Gata hidráulica:* si se va a utilizar más de una gata, los pistones deben ser del mismo diámetro. A menos que se utilice una celda de carga o dispositivo equivalente, el sistema debe ser calibrado a una precisión no menor que 5% de la carga máxima aplicada.
- *Celda de carga:* este dispositivo o similar debe tener una precisión no menor que 2% de la carga aplicada y debe tener rótulas esféricas (spherical bearings).
- *Dinamómetro:* Se debe tener un dinamómetro u otro indicador de carga en el eje de aplicación de la fuerza, entre el marco de reacción y el pilote.

Antes del inicio del ensayo se deben retirar todos los soportes temporales que fueron utilizados para el ensamblaje del sistema.

B.2.2 Instrumentos de medición de desplazamiento: Los aparatos de medición son:

- *Vigas de referencia:* deben estar firmemente embebidas en el terreno a una distancia no menor de 2 m (7 pies) del pilote o grupo a ensayar. Deben ser suficientemente rígidas en ambas direcciones para medir los desplazamientos. Si se utilizan vigas de acero, deben tener libertad al movimiento horizontal en un apoyo para permitir la dilatación.
- *Dial de desplazamiento:* debe tener un vástago de por lo menos 75 mm (3 pulg) de desplazamiento superior al desplazamiento máximo anticipado. La precisión debe ser de por lo menos 0.25 mm (0.01 pulg); la escala de lectura de medición debe ser de 1/64 o 0.01 pulgadas y la mira debe permitir leer hasta 0.001 pies (0.3 mm).
- *Alambre, espejo y escala:* consiste en la ubicación de un espejo en la parte superior del pilote o en una placa horizontal pegada al costado del pilote sobre la que se colocará una escala. El alambre debe extenderse perpendicular a la línea de carga a una distancia máxima de 25 mm (1 pulg) de la escala. Los extremos del alambre estarán sujetos a vigas de referencia u otro sistema que permita mantener al alambre tenso y completamente horizontal. La medición se realizará por intersección del alambre con la escala. Debe dejarse suficiente espacio libre entre el lado del pilote y el alambre de acuerdo al desplazamiento máximo esperado.

Se recomienda la utilización de un teodolito para la medición de la escala.

El montaje de los dispositivos de medición debe ser capaz de medir cualquier desplazamiento relativo posible entre su soporte y el pilote durante la realización del ensayo. Los dispositivos deben estar protegidos contra cambios de temperatura o disturbios accidentales.

Las mediciones se realizarán tan frecuentemente como sea posible, tomando anotación de cualquier evento, ajuste o discontinuidad de la data tomada. Los datos anotados incluyen tiempo, carga y desplazamiento.

El procedimiento de medición estándar debe tomar datos inmediatamente antes y después de la aplicación de cada nuevo incremento o remoción de carga. La frecuencia de medición se reducirá a todos los 5 minutos entre cada variación de

la carga (incremento o descarga). En general se deben tomar lecturas máximo cada 15 minutos durante la aplicación de la carga. Se harán lecturas inmediatamente luego de la falla del pilote y también luego de remover toda la carga.

Cuando la carga aplicada es combinada (axial y lateral) se debe medir además de las indicadas de acuerdo al procedimiento estándar para el ensayo lateral, inmediatamente antes y después de la aplicación de la carga axial.

Si se desea medir los movimientos rotacionales del cabezal del pilote o grupo de pilotes, esto debe realizarse inmediatamente luego de cada incremento de carga o descarga, además de una medición 30 minutos luego de la descarga total, para medir su capacidad de recuperación.

Si el ensayo es del tipo cabezal empotrado y se desea medir los movimientos verticales y laterales y del aparato de ensayo, se deben tomar lecturas antes de la aplicación de cualquier carga, cuando se aplica la carga de diseño, cuando se aplica la máxima carga y luego de que todas las cargas se han retirado.

Se tomarán lecturas intermedias siempre que se note algún comportamiento inusual.

B.3. INSTALACIÓN DEL PILOTE

Usualmente el lugar donde se instala el pilote a ensayar es donde la estratigrafía del subsuelo es más desfavorable. El subsuelo entre la superficie hasta una distancia de cinco a diez veces el diámetro del pilote es el de principal importancia. De esta manera se asegurará que en las otras condiciones menos desfavorables del terreno el comportamiento del pilote sea mejor a los resultados del ensayo.

Los movimientos de tierra se realizarán fuera de un radio de 20 pies (6 m) desde el pilote o grupo de pilotes a ensayar, con la finalidad de obtener un espacio suficiente para el ensayo. Si es necesario, con fines de medición o aplicación de la carga, el pilote sobresaldrá por encima de la superficie del terreno.

También deben tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones, que deben realizarse siempre que sea factible:

- En caso de suelo superficial cohesivo y no completamente saturado se debe buscar saturar el suelo. Si el suelo cohesivo va a estar sumergido durante el tiempo de vida de la estructura, el sitio debe inundarse antes y mantenerlo inundado durante el período de ensayo.

- Si el suelo es básicamente arena, éste debe estar seco o completamente saturado, ya que una saturación parcial de la arena produce una cohesión aparente.
- El pilote a ensayar será un pilote de producción y se instalará el forro metálico de acuerdo a los procedimientos constructivos especificados en el proyecto.
- Al hincar un pilote en un suelo cohesivo se incrementará la presión de poros, la que debe ser disipada antes de la realización del ensayo. Esto requerirá la instalación de piezómetros en el sitio del ensayo con fines de control.
- Si se desea medir el momento flector a lo largo de todo el pilote se debe tomar en cuenta la posibilidad de daño el equipo debido a la instalación del pilote u otras causas. Esta instrumentación debe ser especialmente resistente cuando el pilote se instala mediante martillos.

Ventajas de ensayar dos pilotes simultáneamente: Esta manera de instalación de pilotes permite obviar un sistema de reacción para la aplicación de la carga lateral, función que realizará el segundo pilote. Permite además la comparación de resultados. El espaciamiento entre los dos pilotes debe ser tal que la interacción pilote-suelo-pilote sea despreciable. Para asegurar que no exista interferencia, los pilotes deben distanciarse un mínimo de 20 pies o 20 veces el diámetro del pilote (Figura 3.1).

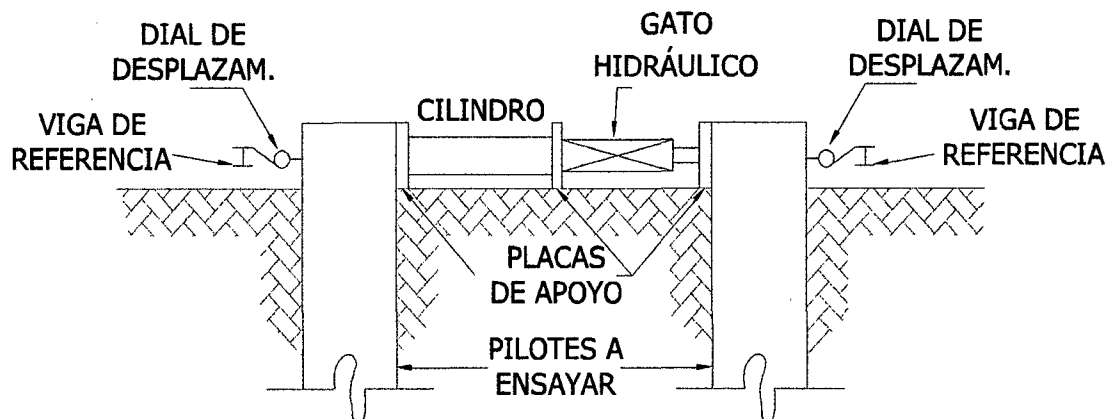


Figura 3.1 Arreglo típico de ensayo de carga lateral en dos pilotes simultáneamente.

B.4. PROCEDIMIENTO DE CARGA DEL PILOTE Y/O GRUPO DE PILOTES

La norma ASTM D 3966 define variantes del procedimiento de carga en función al incremento de carga versus el período de aplicación de la misma, cuyos detalles están en la Tabla B.1. El tipo de procedimiento a seguir depende de los datos que se necesita obtener y el uso que se les va a dar, así como al tipo y especificaciones propias de cada proyecto.

El control de la aplicación de la carga lateral máxima del ensayo se puede hacer por integridad del pilote (momento resistente último de la sección o falla) y por desplazamiento lateral máximo. Los métodos para determinar la carga de falla dependen del movimiento lateral máximo determinado por la estructura que sostendrá los pilotes, que en muchos casos no tolerará los desplazamientos máximos que se obtienen durante la realización del ensayo. En ninguno de los casos deben generarse fuerzas excéntricas sobre el pilote.

B.4.1 Procedimiento estándar

Se aplica una carga total del 200% de la carga lateral de diseño del pilote o grupo de pilotes, o hasta que el pilote falle. La carga se aplica con incrementos de 25% y durante un período de aplicación de carga de 10 minutos hasta alcanzar el 75% de la carga de diseño, la que se aplica por un período de 15 minutos. Luego se varía desde el 100%, hasta el 190% de la carga de diseño con un tiempo de latencia de 20 minutos entre variaciones de la carga. Finalmente se aplica una carga de 200% de la carga lateral de diseño por 60 minutos, para luego ir descargando en períodos de espera de 10 minutos entre etapas.

B.4.2 Carga mayor al 200% de acuerdo a especificaciones

Siempre que se requiera, luego de la realización del procedimiento estándar se recargará el pilote hasta llegar al valor máximo solicitado.

B.4.3 Carga cíclica

Se aplicará y removerá la carga en el pilote o grupo de pilotes cuatro veces si la carga aplicada es estándar y seis veces si se necesita aplicar una carga mayor al 200%. En el caso de la carga estándar, la primera vez se aplicará un máximo equivalente al 50% de la carga de diseño, la segunda vez el 100%, luego 150% y

finalmente 200% de la carga de diseño. Para el caso de una mayor carga, se procederá de la misma manera que la estándar, más luego de la cuarta carga al 200%, se cargará a continuación al 250% y finalmente al 300% de la carga máxima de diseño. Otro tipo de aplicación cíclica es la denominada "Surge loading" que implica un determinado número de ciclos de carga múltiple hasta alcanzar una cierta carga pico. Este ensayo se puede aplicar junto con la carga estándar o como complemento.

B.4.4 Carga inversa

Implica la aplicación de la carga lateral como tracción, luego del ensayo con carga de empuje o viceversa. La aplicación de la fuerza lateral a tracción se hará de acuerdo a lo especificado en los casos de ensayo estándar (200%) o los casos descritos en los puntos anteriores.

B.4.5 Carga controlada por desplazamiento lateral esperado

Se aplicará la carga lateral según los procedimientos descritos hasta obtener en el pilote o grupo de pilotes cierto desplazamiento lateral previamente establecido, a partir del cual se decrecerá la carga de manera constante, con un período de 10 minutos de aplicación por etapa.

B.4.6 Carga combinada

Cuando el pilote se ensaya por carga lateral y carga axial simultáneamente. Aunque este modo de ensayo representa con mejor aproximación el comportamiento real de un pilote, su instalación y ejecución es complicada y costosa.

B.5. ANÁLISIS Y REPORTES DE RESULTADOS

El informe del ensayo debe contener la información geotécnica básica del terreno donde se instalará el pilote, así como las características estructurales propias del pilote. El criterio generalmente aceptado para estimar la carga lateral última es tomar el menor valor de los siguientes¹:

1. La carga que ocasione un desplazamiento lateral o deformación de 0.25 pulgadas (6.25 mm).

¹ Prakash, Pág. 665.

2. La carga obtenida de la intersección de las tangentes en la curva carga – desplazamiento.

Cada pilote es único debido a la naturaleza variable del terreno en el cual está embebido, por lo que no se puede exigir determinada precisión en cuanto a los valores obtenidos en los ensayos, mas si un comportamiento similar y valores cercanos. Incluso al ensayar el mismo tipo de pilote en la misma zona del terreno los resultados serán diferentes, debido al comportamiento plástico inicial del terreno.

Tabla B.1. Procedimiento de carga estándar

Porcentaje de la carga de diseño	Duración de la carga (min)
0	...
25	10
50	10
75	15
100	20
125	20
150	20
170	20
180	20
190	20
200	60
150	10
100	10
50	10
0	...

ANEXO C

PROPIEDADES DEL SUELO

De acuerdo a la siguiente Relación:

• Propiedades Índices:

Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422

Laboratorio Geotécnico – CISMID

Sondaje : ---
Muestra : ---
Profundidad (m) : ---

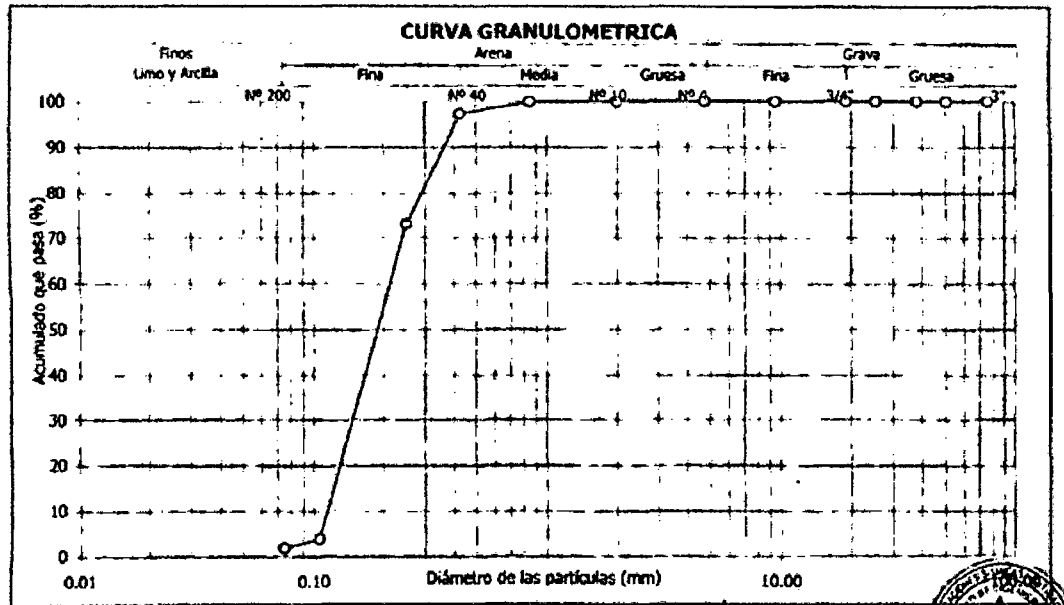
Granulometría por tamizado; ASTM - D422		
Tamiz	Apertura (mm)	Acum. q' Pasa (%)
3"	76.200	100.0
2"	50.800	100.0
1½"	38.100	100.0
1"	25.400	100.0
¾"	19.050	100.0
3/8"	9.525	100.0
Nº 4	4.750	100.0
Nº 10	2.000	100.0
Nº 20	0.850	99.9
Nº 40	0.425	97.2
Nº 60	0.250	73.1
Nº 140	0.106	3.7
Nº 200	0.075	1.7

Contenido de humedad; ASTM - D2216	
Humedad (%)	77.0

Límites de consistencia	
Límite Líquido (%)	NP
Límite Plástico (%)	NP
Índice de Plasticidad (%)	NP
Límite de Contracción (%)	---

Resultados de la granulometría por tamizado	
Coefficiente de Uniformidad (Cu)	1.9
Coefficiente de Curvatura (Cc)	0.9
Grava [Nº 4 < φ < 3"] (%)	0.0
Arena [Nº 200 < φ < Nº 4] (%)	98.3
Finos [φ < Nº 200] (%)	1.7

Clasificación; ASTM - D2487 / D3282	
AASHTO: A-3 (0)	
SUCS: SP // Arena mal gradada	



Laboratorio de Mecánica de Suelos CAA Ingenieros Consultores Eiri

1.0 Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422

Exploración	P-1	P-1	P-1
Profundidad (m.)	4.00 - 4.30	5.00 - 5.50	8.00 - 8.50

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D-422

MACA	ABERTURA (mm.)	PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA		
3"	76.200			
2"	50.000			
1 1/2"	37.375			
1"	25.000			
3/4"	19.000			
3/8"	9.500			
Nº 4	4.750	100.0	100.0	100.0
Nº 10	2.000	99.9	99.8	99.9
Nº 20	0.850	99.8	99.6	99.8
Nº 40	0.420	96.1	96.3	96.7
Nº 60	0.250	70.5	64.8	71.8
Nº 100	0.150	17.8	15.0	17.3
Nº 200	0.075	4.7	4.2	4.1

2.0 Límites de Consistencia ASTM D-4318-93

Límite Líquido (%)	—	—	—
Límite Plástico (%)	—	—	—
Índice Plástico	N.P.	N.P.	N.P.

3.0 Clasificación SUCS	SP	SP	SP
------------------------	----	----	----

4.0 Contenido de Humedad (%)	7.12	6.42	
------------------------------	------	------	--

