



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERIA
INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO:
DISEÑO DE CIMENTACIÓN CON PILOTES SOBRE SUELOS
LICUABLES**

**AUTOR:
Chang Alvarado, José Mang**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL
TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:
Ing. Argudo Rodríguez, Jaime Ph.D.**

**Guayaquil, Ecuador
2015**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por **José Mang Chang Alvarado**, como requerimiento parcial para la obtención del Título de Ingeniero Civil.

TUTOR

Ing. Jaime Argudo Rodríguez, Ph.D.

DIRECTOR DE LA CARRERA

Ing. Stefany Alcívar Bastidas

Guayaquil, a los 2 días del mes de octubre del año 2015



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **José Mang Chang Alvarado**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación Diseño de Cimentación con Pilotes sobre Suelos Licuables previa a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 2 días del mes de octubre del año 2015

EL AUTOR:

José Mang Chang Alvarado



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL
FACULTAD DE INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

AUTORIZACIÓN

Yo, **José Mang Chang Alvarado**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: Diseño de Cimentación con Pilotes sobre Suelos Licuables, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 2 días del mes de octubre del año 2015

EL AUTOR:

José Mang Chang Alvarado

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	ix
CAPÍTULO 1:INTRODUCCIÓN.....	10
1.1 Antecedentes.....	10
1.2 Introducción	10
1.3 Objetivos.....	11
1.4 Metodología.....	11
1.5 Alcance	12
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO (COMPORTAMIENTO Y EVALUACIÓN DEL SUELO. CAPACIDAD DEL SUELO A CARGA VERTICAL Y LATERAL).....	13
2.1 Comportamiento Mecánico del Suelo	13
2.2 Comportamiento del Suelo durante Sismos	13
2.2.1 Licuación Fluida.....	16
2.2.2 Movilidad Cíclica.....	17
2.3 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Estratos de Suelos.....	18
2.3.1 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos Finos.....	18
2.3.2 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos Arenosos	22
2.4 Análisis de Capacidad Portante Admisible del Suelo.....	26
2.4.1 Capacidad de Carga Última del Suelo	26
2.5 Capacidad de Cargas Laterales Sísmicas. Considerando Efectos Interacción Suelo-Pilote	30
2.5.1 Capacidad de Carga Lateral Pilote en Interacción con el Suelo	30
2.5.2 Método P-Y.....	31
2.5.3 Desarrollo Matemático.....	31
2.5.4 Curvas P-Y del programa LPILE.....	32
CAPÍTULO 3:CONSIDERACIONES DE DISEÑO	34
3.1 Cortante Basal.....	34
3.2 Incremento de Carga Vertical por sismo	35
3.2.1 Momento de Volteo	35
3.3 Carga Sísmica.....	37
3.4 Metodología de Diseño	37
CAPÍTULO 4:DATOS DE LA ESTRUCTURA Y EL SUELO.....	40
4.1 Características del Edificio y la Cimentación.....	40
4.2 Perfil Estratigráfico	40
4.2.1 Perfil de Suelo Susceptible de Licuación (Perfil 1).....	41
4.2.2 Perfil de Suelo no Susceptible de Licuación (Perfil 2).....	42
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL SUELO. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES.....	44
5.1 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación.....	44
5.1.1 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos Finos.....	44
5.1.2 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos Arenosos	45
5.2 Modelo Geotécnico	46
5.2.1 Modelo para Suelo no Susceptible de Licuación	46
5.2.2 Modelo para Suelo Susceptible de Licuación	47
5.3 Número de pilotes	48
5.4 Carga Axial de Servicio y Carga por Sismo	49
5.4.1 Fuerza Sísmica Sobre Grupo de Pilotes.....	49
5.4.2 Resistencia al Corte y Carga Axial requerida por Pilote.....	51
5.5 Análisis a Capacidad Portante Admisible del Suelo.....	52
(Cargas verticales sobre Fuste y Punta)	52
5.5.1 Capacidad de Carga vertical de pilotes 45x45 cm	52
5.5.2 Capacidad de Carga vertical de pilotes 50x50 cm	55

5.6 Factor de Seguridad del diseño de la Cimentación para Capacidad de Carga Vertical	57
5.6.1 Pilotes 45x45 cm	57
5.6.2 Pilotes 50x50 cm	57
5.7 Análisis a Capacidad de Carga Laterales Sísmicas.....	58
5.7.1 Ejemplo de Análisis: Pilote 45x45cm, $f'c=420$ kg/cm ² , en Suelo Licuable.	60
5.7.2 Resultados obtenidos para los 8 casos de Análisis	66
5.8 Discusión de Resultados.....	74
CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE COSTO.....	76
6.1 Análisis de Costo.....	76
6.2 Análisis de Precio Unitario	76
6.2.1. Precio Unitario Acero.....	77
6.2.2. Precio Unitario Hormigón 420kg/cm ²	78
6.2.3. Precio Unitario Hormigón 350kg/cm ²	79
6.3 Resultados.....	80
CAPÍTULO 7: EXCLUSIONES Y LIMITES	84
7.1 Limitaciones.....	84
7.1.1 Uso de Sección Agrietada.....	84
7.1.2 Modelo Inercial versus Cinemático	86
7.1.3 Efecto Sombra	87
7.1.4 Efecto Interacción Suelo-Superestructura	88
7.2 Exclusiones	88
CAPÍTULO 8:CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	89
8.1 Conclusiones.....	89
8.2 Recomendaciones.....	91
BIBLIOGRAFÍA	92
ANEXO 1:TABLA DE RESUMEN.....	93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores de Correlación (P.Coduto, 2001)	28
Tabla 2: Poisson's Ratio (P.Coduto, 2001)	28
Tabla 3: Valores de asentamiento permitido (P.Coduto, 2001)	29
Tabla 4: Relación de Coeficientes de Empuje Lateral (P.Coduto, 2001)	29
Tabla 5: Perfil de Suelo Licuable	42
Tabla 6: Cortante Basal y Momento de Volteo	50
Tabla 7: Carga en Pilotes	51
Tabla 8: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Sin estratos licuables. Pilote 45x45 cm	53
Tabla 9: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Con estratos licuables. Pilote 45x45 cm	54
Tabla 10: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Sin estratos licuables. Pilote 50x50	55
Tabla 11: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Con estratos licuables. Pilote 50x50	56
Tabla 12: Factor de Seguridad para Cargas de Gravedad. Pilotes 45x45 cm	57
Tabla 13: Factor de Seguridad a Cargas de Gravedad + Cargas por Sismo. Pilote 45x45 cm	57
Tabla 14: Factor de Seguridad para Cargas de Gravedad. Pilote 50x50 cm	57
Tabla 15: Factor de Seguridad a Cargas de Gravedad + Cargas por Sismo. Pilote 50x50 cm	58
Tabla 16: Cuantía de acero usada en pilotes de 45x45 cm.....	59
Tabla 17: Cuantía de acero usada en pilotes de 50x50cm.....	59
Tabla 18: Casos de análisis	59
Tabla 19: Relación entre el Cortante Resistente vs El Cortante Actuante para suelos licuables	74
Tabla 20: Relación entre deflexión máxima vs deflexión existente para suelos licuables	74
Tabla 21: Relación entre el Cortante Resistente vs El Cortante Actuante para suelos no licuables	74
Tabla 22: Relación entre deflexión máxima vs deflexión existente para suelos no licuables.....	75
Tabla 23: Resumen de análisis de Costo.....	76
Tabla 24: Armado de pilotes en todo su longitud. Pilote 45x45cm	81
Tabla 25: Armado de pilotes en todo su longitud. Pilote 50x50cm	81

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: Respuesta de suelos arenosos saturados en condiciones no drenadas. (a) suelos con comportamiento contractivo y (b) suelo con comportamiento dilatante (Rauch, 1997)	15
FIGURA 2: Línea de Licuación Fluida	16
FIGURA 3: Zona Licuable y Zona de Movilidad Cíclica	17
FIGURA 4: Comportamiento durante Movilidad Cíclica	18
FIGURA 5: Numero de Ciclos Vs CSR	22
FIGURA 6: Magnitud del Sismo (Mw) Vs Factor de Ponderación de Duración (Dw), como función del N1,60	25
FIGURA 7: Esfuerzo efectivo Vs Facto de Corrección por Sobre Carga	25
FIGURA 8: Gráfico Deterministico basado en licuación. Número de Golpes (N1,60) Vs CRR, correlacionado con el ajuste de presencia de finos	26
FIGURA 9: Factores de Capacidad de Carga. (P.Coduto, 2001)	28
FIGURA 10: Modelo estructural método p-y (Coduto, 2011)	31
FIGURA 11: Momento de Volteo	36
FIGURA 12: Formación de Rótulas Plástica	39
FIGURA 13: Características del Edificio	40
FIGURA 14: Evaluación de Suelos Finos (Bray y Sancio 2006)	44
FIGURA 15: Modelo de Suelo No Licuable	46
FIGURA 16: Modelo de Suelo Licuable	47
FIGURA 17: Arreglo de pilotes 45x45 cm	48
FIGURA 18: Arreglo de pilotes 50x50 cm	49
FIGURA 19: Cortante vs Profundidad. Análisis Cabeza Restringida	60
FIGURA 20: Momento vs Profundidad. Análisis Cabeza Restringida	61
FIGURA 21: Deflexión Lateral vs Profundidad. Análisis Cabeza Restringida	62
FIGURA 22: Cortante vs Profundidad. Análisis Cabeza Libre	62
FIGURA 23: Momento vs Profundidad. Análisis Cabeza Libre	63
FIGURA 24: Deflexión Lateral vs Profundidad. Análisis Cabeza Libre	63
FIGURA 25: Momento vs Profundidad. Superposición (Cabeza Restringida + Cabeza Libre)	64
FIGURA 26: Deflexión Lateral vs Profundidad. Superposición (Cabeza Restringida + Cabeza Libre)	65
FIGURA 27: Cortante vs Profundidad. Superposición (Cabeza Restringida + Cabeza Libre)	65
FIGURA 28: Armado tipo de pilote	80
FIGURA 29: Momento vs EI	84
FIGURA 30: Pilote 40x45cm v Pilote 45x45 cm. Momento vs Curvatura	85
FIGURA 31: Pilote de 40x45cm y 45x45cm. Cortante vs δ/h %	86
FIGURA 32: Efecto Interacción Suelo- Superestructura. Cabeceo de la Cimentación	88

RESUMEN

El diseño de los pilotes depende de las cargas, tipo de suelo y condiciones de borde; entre otras variables que determinan el tipo, dimensión, longitud y número de pilotes requerido y los costos asociados.

La investigación realizada en este Trabajo de Grado; a pesar de que no describe sitio o proyecto en particular, es característica de las condiciones de suelos y proyectos encontrados con regular frecuencia en el sector de la Puntilla de Samborondón. Las conclusiones obtenidas en este Trabajo de Grado son por lo tanto reproducibles en suelos licuables del Tipo F o y no licuables del Tipo E donde se encuentran estratos potentes de suelos licuables y suelos muy blandos de muy baja resistencia a cargas laterales.

En todos los casos, los diseños estructurales propuestos para los pilotes satisfacen los requerimientos de la norma NEC-15 en lo relativo a los requerimientos de Seguridad de Vida, mecanismo de falla dúctil controlado por flexión y control de derivas o deflexiones laterales dentro del límite permisible (2%).

Palabras Claves: diseño de pilotes, suelos licuables, falla dúctil, deflexiones laterales, comparaciones..

CAPÍTULO 1:INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Previo a la aprobación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC-15, era facultativo para el responsable del diseño estructural de la cimentación tomar en cuenta la posibilidad de licuación de estratos de suelos. Ante esto, es necesario este estudio comparativo del desempeño estructural de una cimentación con pilotes diseñada para cumplir con NEC-15 considerando la probable licuación de suelo de tipo F versus otra cimentación con pilotes que no experimente los efectos de licuación de suelos; por estar cimentada sobre suelos del tipo E.

1.2 Introducción

En este contexto, el presente Trabajo de Titulación que lleva por título, "Diseño de Cimentación con Pilotes sobre Suelos Licuables", estudiará métodos simplificados para evaluar el potencial de licuación de suelos e incorporar los efectos de suelos licuables al pilote de una cimentación profunda.

En este Trabajo de Grado, se proyecta el diseño estructural sismo-resistente de una estructura en un sitio cualquiera del sector de La Puntilla de Samborondón utilizando un modelo de carga incremental para el análisis de la capacidad de carga lateral de los pilotes. También se presenta un análisis comparativo de los costos de los 2 tipos de cimentación estudiados.

La estructura seleccionada para este Trabajo de Grado tiene 30 metros de altura, 25 metros de ancho en su base y 60 metros de largo. La relación altura/base $H/B=1.2$, define una esbeltez que se traduce en riesgo de volteo cuando la estructura es construida sobre un suelo licuable, por lo cual el diseño de su cimentación profunda no solamente deberá proveer estabilidad para cargas verticales, sino fundamentalmente también a la combinación de cargas verticales y laterales de origen sísmico (Sismo de Diseño de la Norma NEC-15).

En los Capítulos 2 y 3 se describirá el marco teórico y la metodología de diseño que se empleará durante el Trabajo de Grado. En el Capítulo 4 se presentará dos perfiles de suelo con idéntica capacidad de carga pero con diferente índice de plasticidad. El primer perfil de suelo contiene estratos de suelos finos con baja plasticidad y clasifica como suelo tipo F según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 (suelo licuable). El segundo perfil de suelo contiene estratos de suelos finos con plasticidad moderada a alta y por tanto clasifica como suelo tipo E (no licuable). En el Capítulo 5 de este Trabajo de Grado, se verificará las características licuables del primer perfil de suelo, utilizando el método simplificado de Seed & Idriss 2003, Bray y Sancio 2006. En este mismo capítulo, se analizará las capacidades de cargas del pilote ante cargas verticales y laterales, y con los resultados obtenidos se diseñará el pilote. En el Capítulo 6 se realizará una comparación de los costos entre una cimentación con pilotes en un suelo tipo E y otra en un suelo tipo F. Finalmente en el Capítulo 7, se establecerán las exclusiones y límites de aplicabilidad de este Trabajo de Grado.

1.3 Objetivos

Realizar un estudio comparativo del desempeño estructural de una cimentación con pilotes sobre suelos licuables diseñada para cumplir con NEC-15 versus otra cimentación con pilotes que no tiene suelos licuables y que también cumple los requerimientos de NEC-15.

Estudiar cómo los parámetros de diseño estructural: sección del pilote, acero de refuerzo y número de pilotes, afecta el diseño sísmico de la cimentación sobre suelos licuables.

Estudiar los costos incrementales de una cimentación diseñada sobre suelo licuable y otra que no tiene presencia de suelos licuables.

1.4 Metodología

Para llevar a cabo este estudio se ejecutará las siguientes consideraciones: Se realizará varios análisis matemáticos del comportamiento de pilotes prefabricados sin prefuerzo, variando características tales como: dimensión de sección, cuantía de acero y número de pilotes, dentro de los perfiles

estratigráficos seleccionados. Las características específicas del diseño de los pilotes, tales como su longitud o su capacidad admisible del suelo para cargas estáticas verticales, se definirán durante el estudio. Con los datos analizados y calculados, se identificarán los principales factores que afectan el diseño de los pilotes de una cimentación sobre suelos licuables y se realizarán análisis de precios unitarios para evaluar la variación del costo de una cimentación diseñada para desempeñarse sobre suelo licuables y otra que no tiene suelos licuables, dentro de perfiles estratigráfico seleccionados, con idénticas capacidades para cargas de gravedad pero diferentes capacidades para cargas laterales sísmicas.

1.5 Alcance

Realizar varios análisis de interacción suelo-pilote que permitan modelar el comportamiento no lineal del suelo y el comportamiento de los pilotes, utilizando el programa LPILE V6.0, para el modelamiento de los pilotes dentro de suelos licuables y no licuables. El programa LPILE V6.0 permitirá modelar matemáticamente los esfuerzos y deformaciones de los pilotes para luego proceder a su diseño. El estudio está enfocado en el diseño de la cimentación sobre suelo licuable y su comparación con otro diseño donde no se produce la licuación del suelo. El estudio de la respuesta dinámica del suelo no es parte del alcance de este estudio.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO (COMPORTAMIENTO Y EVALUACIÓN DEL SUELO. CAPACIDAD DEL SUELO A CARGA VERTICAL Y LATERAL)

2.1 Comportamiento Mecánico del Suelo

En este Trabajo de Grado se usará la clasificación SUCS de suelo con el propósito de identificar a los estratos de suelo según su granulometría y límites de Atterberg.

Se usará la clasificación AASTHO con el propósito de identificar el comportamiento mecánico de los estratos de suelo para clasificarlos según su comportamiento mecánico como suelos de tipo friccionantes o suelos de tipo cohesivo.

Según AASHTO, los suelos tipo A1,A2,A3 tienen fracción fina igual o menor al 35% y son suelos friccionantes (cohesión $c=0$). Los suelos A6 y A7 con fracción fina arcillosa igual o menor al 35% se definen como suelos cohesivos ($\phi =0$; $c>0$). De acuerdo con AASHTO, los suelos tipo A4 y A5 por tener fracción fina limosa son suelos c-fi, se pueden idealizar como suelos cohesivos ($\phi=0$; $c>0$) cuando son blandos o muy blandos; y cuando son rígidos o muy rígidos, se pueden idealizar como suelos friccionantes ($c=0$; $\phi>0$).

2.2 Comportamiento del Suelo durante Sismos

Existen tres tipos de comportamientos dinámicos en razón de los esfuerzos cíclicos y deformaciones producidos durante los sismos.

Dichos comportamientos definen el potencial de los estratos de suelo para ser licuables o no licuables:

- Los suelos friccionantes densos ($N_{60}>30$) inicialmente se contraen durante las vibraciones cíclicas, para luego dilatarse con el aumento de la presión de confinamiento y el esfuerzo cortante. Por lo tanto no se licuan.
- Los suelos friccionantes no plásticos, o de densidad media suelta o muy suelta, ($N_{60}<30$); pierden rigidez y resistencia con pequeños niveles de esfuerzos cortantes y fallan rápidamente con grandes

deformaciones. Este comportamiento se lo conoce como licuación fluida.

- Los suelos friccionantes con $N_{60} < 30$ y con presencia de finos y baja plasticidad, inicialmente muestran el mismo comportamiento que los suelos granulares no plásticos, acumulando deformaciones y perdiendo rigidez y resistencia mientras el suelo está sometido a cargas cíclicas, pero dado que no alcanzan a colapsar porque su resistencia al corte es siempre mayor que el esfuerzo de corte cíclico aplicado, cuando cesan las vibraciones el suelo se recupera e incrementa ligeramente su resistencia al corte. Este comportamiento se conoce como Movilidad Cíclica. (University of Washington Department of Civil Engineering, 2000)

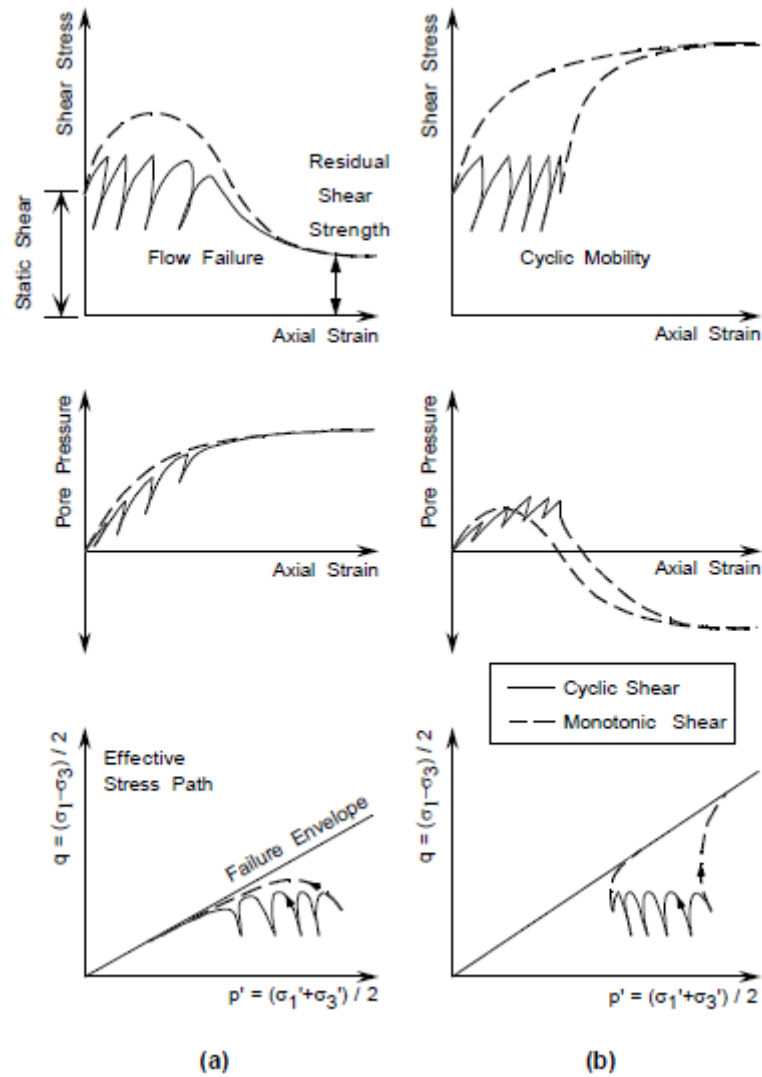


FIGURA 1: Respuesta de suelos arenosos saturados en condiciones no drenadas. (a) suelos con comportamiento contractivo y (b) suelo con comportamiento dilatante (Rauch, 1997)

Para arenas sueltas con comportamiento contractivo, durante la acción de cargas monotonicas, la presión de poros aumenta y el esfuerzo cortante llega a un punto máximo de resistencia para luego disminuir hasta la resistencia residual. La licuación fluida sucede cuando la resistencia residual del suelo es menor a la fuerza de corte actuante. Para cargas cíclicas el comportamiento es similar, la presión de poros se va acumulando con cada ciclo, y la resistencia al corte disminuye hasta su resistencia residual. La licuación fluida genera grandes deformaciones permanentes en el suelo. Ver Figura 2.a. (Rauch, 1997)

Para arenas densas con comportamiento dilatante durante cargas monotónicas y cíclicas se generan inicialmente incrementos de presión de poros, pero luego ésta disminuye y puede convertirse en presión de poros negativa. También se genera un incremento de la resistencia al corte y de esfuerzo efectivos. En las arenas densas con cargas cíclicas al aumentar los esfuerzos efectivos, el suelo se aleja del estado de licuación fluida, y no se producen grandes deformaciones durante los sismos. Ver Figura 2.b (Rauch, 1997)

2.2.1 Licuación Fluida

Este fenómeno ocurre cuando el equilibrio estático es roto por la aplicación de cargas dinámicas, en suelos de baja resistencia residual, lo que genera un aumento en la presión de poros.

Castro y Casagrande (1960), identificaron mediante ensayos a la denominada Línea de Licuación Fluida (LLF). Esta línea la obtuvieron a partir del ensayo de 5 muestras, las cuales fueron sometidas a cargas mayores que sus esfuerzos residuales y experimentaron licuación. Se marcaron los puntos donde la licuación inició y juntando estos puntos definieron la Línea de Licuación Fluida.

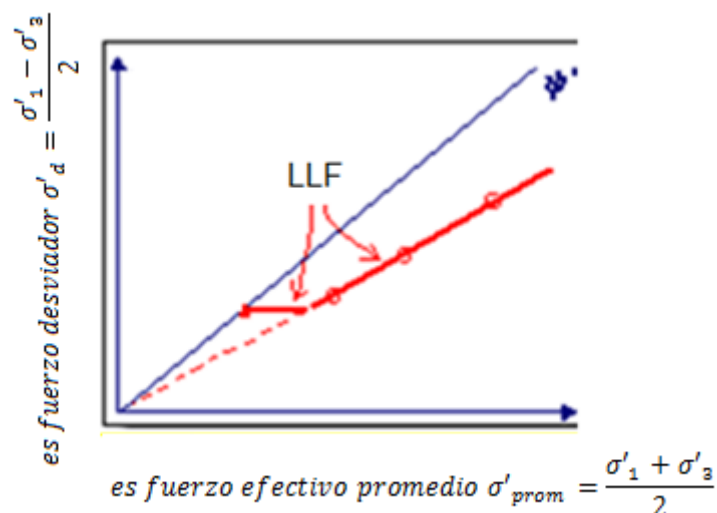


FIGURA 2: Línea de Licuación Fluida

(University of Washington Department of Civil Engineering, 2000)

La licuación se inicia cuando los esfuerzos cruzan la LLF y el proceso de licuación puede describirse en dos etapas: En primer lugar, el exceso de presión de poros que se desarrolla con deformaciones pequeñas mueve la trayectoria de esfuerzos efectivos hacia la LLF, en ese momento el suelo se vuelve inestable. Cuando el suelo llega a este punto de inestabilidad en condiciones no drenadas, su resistencia al cortante cae a su resistencia residual. Como resultado, los esfuerzos cortantes estáticos actuantes (superiores al esfuerzo residual resistente del suelo) conducen a grandes deformaciones; provocando que el suelo colapse.

(University of Washington Department of Civil Engineering, 2000)

2.2.2 Movilidad Cíclica

La movilidad cíclica es un tipo de licuación de naturaleza no fluida, que es provocado por la acción de carga cíclica (sismos). Ocurre en depósitos de suelo con esfuerzos de corte estáticos menores que la resistencia del suelo, por lo que no se produce fallamiento del suelo, sino pérdida transitoria de rigidez y resistencia. Las deformaciones aumentan mientras las sollicitaciones cíclicas están presentes.

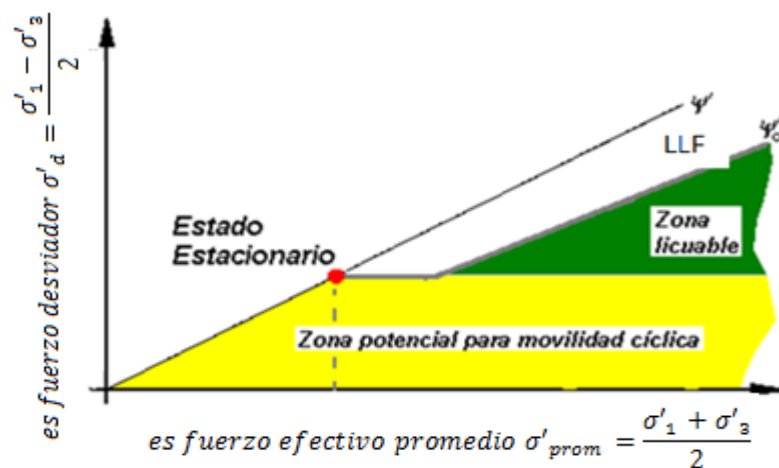


FIGURA 3: Zona Licuable y Zona de Movilidad Cíclica

Debido a que la rigidez del suelo depende del esfuerzo efectivo, la rigidez disminuye sin fallamiento del suelo, mientras los esfuerzos están por encima de la LLF. Cuando cesan las cargas cíclicas la rigidez y resistencia se recuperan. Este cambio en la rigidez y resistencia de suelo durante cargas cíclicas produce el comportamiento denominado "Movilidad Cíclica".

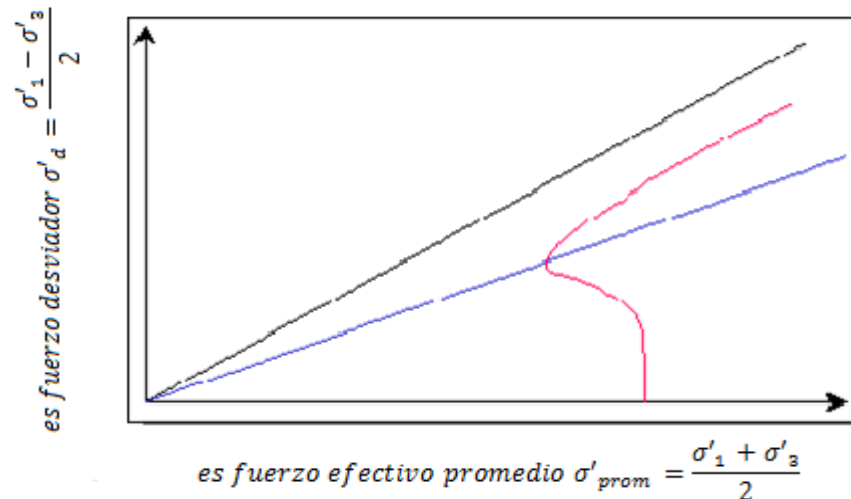


FIGURA 4:Comportamiento durante Movilidad Cíclica
 (University of Washington Department of Civil Engineering, 2000)

2.3 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Estratos de Suelos

2.3.1 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos

Finos

A continuación se explica cronológicamente cómo han evolucionado los criterios de evaluación de la susceptibilidad de licuación de los suelos finos a través de la historia.

Wang (1979)

Wang fue uno de los primeros en establecer parámetros que permitiesen evaluar el potencial licuable de un suelo. Su investigación consistió en recopilar información de los terremotos ocurridos en China donde se produjo licuación. En base a estos datos se pudo determinar que los suelos SM pueden ser susceptibles a una pérdida de resistencia si el contenido de partículas finas es menor al 20% , mientras que su tamaño debe ser menor a 0.005mm, y el contenido de agua mayor al 90% del límite líquido.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Seed e Idriss (1982)

Basado en la investigaciones de Wang, Seed e Idriss desarrollaron el "Criterio Chino", en el que un suelo es susceptible a licuación si es que

posee un contenido de suelo fino menor al 15% , el tamaño de partícula es menor a 0.005mm, tiene un límite líquido menor 35% y el contenido de agua debe ser mayor al 0.9 del límite líquido.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Koester (1992)

Después de haber revisado el "Criterio Chino", Koester recomendó la reducción de la condición del límite líquido ya que existía una inconsistencia en la forma que en China se obtenía el límite líquido, mediante el método PCR Fall Cone Penetrometer Apparatus. Por este método se obtuvo un límite líquido mayor al que se obtuvo por el método de Casagrande.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Youd (1998)

En su investigación, Youd establecía que el "Criterio Chino" era muy conservador, y propuso que todo suelo que fuese clasificado como arcilla según SUCS no sufriría licuación; mientras que los suelos con límite líquido menor a 35%, al ser graficados debajo de la línea A de la grafica WL vs IP de Casagrande como ML OL, o con un índice plástico menor a 7%, tendrían potencial de licuación.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Martin y Lew (1999)

Según sus investigaciones, los suelos con contenido de suelos finos mayor al 15%, y tamaño de partículas menores que 0.005mm (limos y algunas arcillas) no son susceptibles a licuación.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Andrews y Martin (2000)

Basado en sus investigaciones, se logró concluir que los suelos con contenido de finos menores al 10 %, con tamaños de partículas menores a 0.002mm, siendo solo limos, con un límite líquido menor a 32%, son susceptibles a licuación. La relación entre contenido de humedad y límite líquido no se le emplea como parámetro.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Polito y Martin (2001)

Ellos lograron desarrollar un criterio mediante ensayos cíclicos triaxiales de alta calidad en suelos arenosos con un incremento en el porcentaje de limos de baja plasticidad. Encontraron que con la suficiente cantidad de suelos finos, las partículas de arena se suspenden junto a los finos, y la resistencia a la licuefacción es controlada por la densidad relativa.

Un suelo es licuable cuando el límite líquido es menor a 25% y posee un índice plástico menor a 7%; mientras que un suelo que posee un límite líquido entre 35% y 25% y un índice plástico entre 10% y 7%, posee un potencial de licuación. Finalmente la susceptibilidad a la movilidad cíclica se da con la presencia de límite líquido entre 50% y 35% y un índice plástico entre 10% y 15%. (Jennifer L. Donahue, 2007)

Guo y Prakash (1999), Xenaki y Athanasopoulos (2002), y Naeini y Braziar (2003)

Según sus investigaciones, se sugiere que la resistencia cíclica disminuye con un aumento de partículas finas por debajo del rango 35-45%. Las partículas finas dominarán la respuesta cíclica del suelo. Después de este umbral, la resistencia cíclica se encontró que aumentaría.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Seed (2003)

Un suelo es licuable cuando el Límite Líquido es menor a 30% y posee un índice plástico menor a 10%. El comportamiento del suelo será desconocido cuando el límite líquido se encuentre entre 30% y 40%, y el índice plástico entre 12% y 10%.

(Seed, 2003)

Sancio (2003), Bray and Sancio (2004)

Los suelos se pueden categorizar en tres grupos:

Suelos susceptibles a movilidad cíclica son aquellos suelos con un índice plástico menor o igual a 12%, y una relación entre contenido de humedad y límite líquido mayor o igual 0.85. Suelos con una susceptibilidad moderada a movilidad cíclica son aquellos que poseen un índice plástico menor o igual a

20%, y una relación contenido de humedad y límite líquido mayor o igual 0.80, para esta categoría se requiere ensayos. Finalmente suelos muy arcillosos con índice plástico mayor a 20%, este suelo no se licuará.

(Jennifer L. Donahue, 2007)

Boulanger and Idriss (2004 y 2006)

Por medio de investigaciones, lograron categorizar los suelos en dos tipos: tipo arena y arcilla.

Los suelos finos con índice plástico mayor o igual 7%, presentan un comportamiento similar al de una arcilla, incluye los suelos de transición y los suelos arcillosos de baja plasticidad. Si un suelo es categorizado como arcilla o limo de baja plasticidad, el suelo se puede categorizar como tipo arcilla si el índice plástico es mayor o igual a 5. Los suelos que se espera que cumplan con los criterios anteriores pueden exhibir ablandamiento cíclico durante el terremoto de análisis. Los suelos que no presentan los criterios anteriores se consideran que pueden mostrar un comportamiento similar a la arena.

(Ross W. Boulanger & and I. M. Idriss, 2006)

Bray y Sancio (2006)

Además de índice de plasticidad, Bray y Sancio encontraron la relación entre el contenido de agua y el límite líquido para influir en la susceptibilidad a la licuación.

Suelos con índices plásticos menores 12% y con una relación entre contenido de humedad y Límite Líquido mayor a 0.85 son susceptibles de licuación; mientras que los suelos con índice plástico mayor que 18%, y con una relación de contenido humedad y límite líquido menor a 0.80, son considerados como suelos no susceptibles a licuación. Aquellos suelos que no cumplen con las características descritas anteriormente son considerados moderadamente licuables.

La licuación de suelos finos se manifiesta típicamente como movilidad cíclica, donde la deformaciones se encuentran limitadas y se presenta una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante y aumento de la presión de poros.

Según las investigaciones de Bray y Sancio (2006), los limos no plásticos y las arenas arcillosas con baja plasticidad ($IP < 12$) con una alta relación entre el contenido de humedad y límite líquido ($W_c/LL > 0.85$) pueden licuarse bajo un significativo número de ciclos de cargas. Por ejemplo con un CSR (cociente de esfuerzo cíclico, está definido en la sección 2.3.2) = 0.45, se necesitaría aproximadamente entre 5-10 ciclos de carga. Las arenas limosas y arcillosas moderadamente plásticas ($12 < IP < 18$) con $W_c/LL > 0.8$ pueden licuarse con un mayor número de ciclos de carga. Por ejemplo con un CSR = 0.45, se necesitaría entre 8 a 30 ciclos de carga; requiriendo de aceleraciones del terreno muy fuertes $a_{max} \geq 0.4g$, y sismos energéticos de gran magnitud muy larga duración.

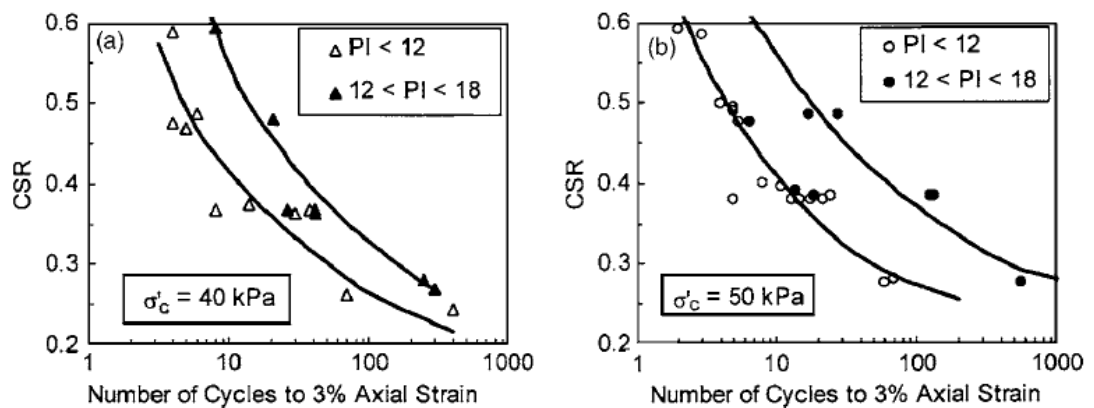


FIGURA 5: Numero de Ciclos Vs CSR

Existe una diferencia entre los efectos causados por la licuación entre una arena arcillosa o limosa y una arena limpia. Mientras que para una arena limpia se presenta una pérdida permanente de resistencia al esfuerzo cortante por licuación fluida que causa grandes deformaciones, las arenas arcillosas o limosas presentan una pérdida de resistencia transitoria que a su vez generan deformaciones mínimas por movilidad cíclica.

(Sancio, 2006)

2.3.2 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos Arenosos

Para evaluar el potencial de licuación en arenas se usará el método de Seed(2003).

El primer paso a realizar es la corrección al número de golpes, N_{60} que se obtuvo del ensayo SPT, Usando la ecuación:

$$N_{1,60} = N_{60} \sqrt{\frac{100\text{KPa}}{\sigma_v'}}$$

Debido a que en la arena existe presencia de finos se realizará una corrección adicional como sigue:

$$N_{1,60\text{ cs}} = N_{1,60} \times C_{\text{finos}}$$

$$\text{lim: } 5\% \leq F_c \leq 35\%$$

$$\text{Si: } F_c \leq 5\%; C_{\text{finos}} = 1$$

$$\text{Si: } F_c \geq 35\%; N_{1,60} + 6$$

Después se procede a encontrar la relación de esfuerzos cíclicos (CSR) y la relación de la resistencia cíclica (CRR).

$$CSR_{\text{peak}} = \left(\frac{a_{\text{max}}}{g}\right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_v'}\right) r_d$$

donde:

CSR_{peak} : Cociente de Esfuerzos Cíclicos. Demanda sísmica que se espera en las capas de suelo durante un sismo de diseño.

a_{max} : Máxima aceleración de la superficie de suelo generada por un sismo de diseño.

g : Aceleración de gravedad.

σ_v : Esfuerzo normal vertical total.

σ_v' : Esfuerzo normal vertical efectivo.

r_d : Coeficiente de reducción de esfuerzos, que toma en cuenta la deformabilidad del perfil del subsuelo.

d : Profundidad por debajo de la superficie de suelo.

Si: $d < 20\text{m}$

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\text{max}} + 0.999M_w + 0.0525 V_{s,12\text{m}}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-d+0.0785V_{s,12\text{m}}+7.586)}}\right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\text{max}} + 0.999M_w + 0.0525 V_{s,12\text{m}}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{s,12\text{m}}+7.586)}}\right]} \pm \sigma_{\epsilon r_d}$$

Si: $d \geq 20\text{m}$

$$r_d = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(-20+0.0785V_{s,12m}+7.586)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949a_{\max} + 0.999M_w + 0.0525 V_{s,12m}}{16.258 + 0.201e^{0.341(0.0785V_{s,12m}+7.586)}} \right]} - 0.0046(d - 20)$$

$$\pm \sigma_{\varepsilon r_d}$$

donde:

M_w : Magnitud de Momento Sísmico asociado al Factor de Zona Sísmica

$V_{s,12m}$: Velocidad de Onda Cortante a una profundidad de 12 metros. Existen varias correlaciones para estimar este valor: se puede adoptar el valor de 150m/s para suelos blandos y 200m/s para suelos de densidad media; para suelos muy blandos se puede adoptar el valor de 120 m/s; y para suelos un poco más densos 250 m/s.

$\sigma_{\varepsilon r_d}$:

$$si \ d < 12m ; \quad \sigma_{\varepsilon r_d} = d^{0.85} \times 0.0198$$

$$si \ d \geq 12m ; \quad \sigma_{\varepsilon r_d} = 12^{0.85} \times 0.0198$$

$$CSR_{eq} = 0.65 \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d$$

CSR_{eq} : Es la demanda in situ, que es igual al 65% de CSR_{peak}

Se debe hacer una corrección por la duración equivalente de un evento sísmico de $M_w=7.5$

$$CSR_{eq}^* = CSR_{eq} / DWF M$$

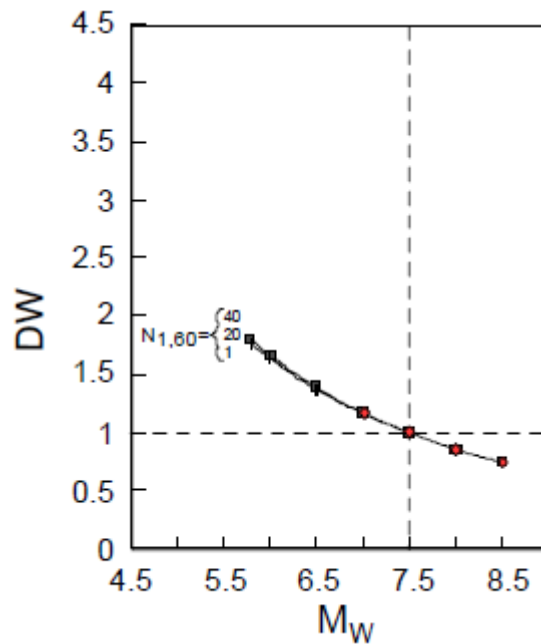


FIGURA 6: Magnitud del Sismo (M_w) Vs Factor de Ponderación de Duración (D_w), como función del $N_{1,60}$

Finalmente se realiza la corrección de esfuerzo efectivo de la sobre carga donde:

$$CSR_{liq} = CSR_{liq,1atm} \times K_{\sigma}$$

$$K_{\sigma} = (\sigma_v')^{f-1}$$

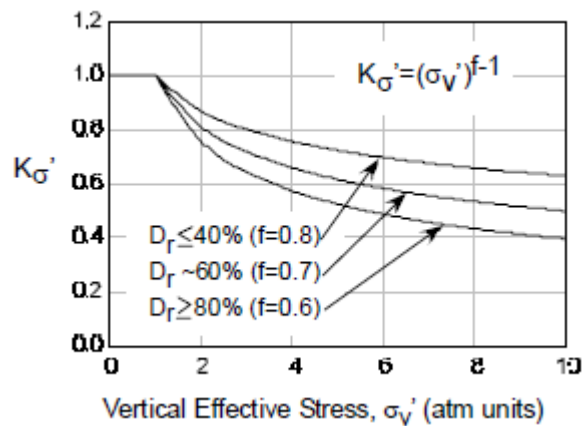


FIGURA 7: Esfuerzo efectivo Vs Facto de Corrección por Sobre Carga

Esta corrección se da para esfuerzos efectivos mayores a 1 atm (10 ton /m²), caso contrario $K_{\sigma} = 1$.

Con los datos que se obtuvieron en la Figura 10, donde con $N_{1,60cs}$, se corta la línea correspondiente al contenido de finos en la muestra, se obtiene el valor CRR.

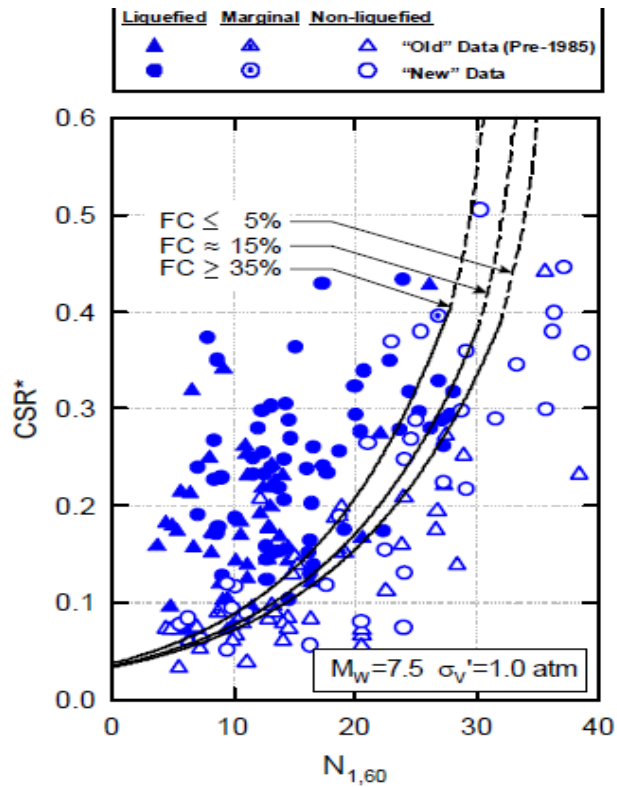


FIGURA 8: Gráfico Determinístico basado en licuación. Número de Golpes (N1,60) Vs CRR, correlacionado con el ajuste de presencia de finos

Siendo el factor de seguridad igual a:

$$FS = CRR/CSR$$

2.4 Análisis de Capacidad Portante Admisible del Suelo

Este consiste en evaluar la capacidad del suelo ante cargas de gravedad y el aumento de carga vertical causado por el sismo.

2.4.1 Capacidad de Carga Última del Suelo

Según NEC-15 la capacidad de carga última de un pilote está dado por:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_t = \sum f_s A_s + \sum f'_t A_t$$

Q_s : Capacidad última por fuste

Q_t : Capacidad última de punta

A_s : Área de la punta del pilote

A_t : Área del fuste del pilote

f_s : Resistencia unitaria de fuste

f'_t : Resistencia unitaria de punta

La capacidad a carga admisible de un pilote individual será obtenido mediante:

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

donde:

Según la NEC-15 (Factores de Seguridad Mínimos)

$F_s = 2.5$ (Carga Muerta + Carga Viva)

$F_s = 1.5$ (Carga Muerta + Carga Viva + Sismo de Diseño)

2.4.1.1 Capacidad por Punta

La capacidad de puntas para arenas es dado por:

$$q_t = B\gamma N_\gamma^* + \sigma' N_q^*$$

B: Base del pilote

γ : Peso específico del suelo en la punta del pilote

N_γ^* , N_q^* : Factor bearing

σ' : Esfuerzo efectivo en la punta del pilote

Para encontrar los factores de capacidad de carga, en primer lugar se debe calcular el índice de rigidez usando las siguientes ecuaciones (P.Coduto, 2001)

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu) + (\sigma' \tan \phi')}$$

donde:

$$E = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60}$$

E: Módulo de Elasticidad Equivalente

ν : Poisson's Ratio

ϕ' = Ángulo de fricción

β_0 , β_1 : Factores de Correlación

OCR: Radio de Sobreconsolidación

Tipo de suelo	β_0 (kg/cm ²)	β_1 (kg/cm ²)
Arena Limpia	50	12
Arena Limosa y Arcillosa	25	6

Tabla 1: Factores de Correlación (P.Coduto, 2001)

SUELO	Poisson's Ratio
Arcilla saturada, condición no drenada	0.50
Arcilla Parcialmente Saturada	0.30-0.40
Arena Densa , Condición drenada	0.30-0.40
Arena suelta, Condición drenada	0.10-0.30
Roca Arenosa (sandstone)	0.25-0.30
Granito	0.23-0.27

Tabla 2: Poisson's Ratio (P.Coduto, 2001)

Con el índice de Rigidez y el ángulo de fricción, se usa la Figura 9 y se obtiene los factores de capacidad de carga.

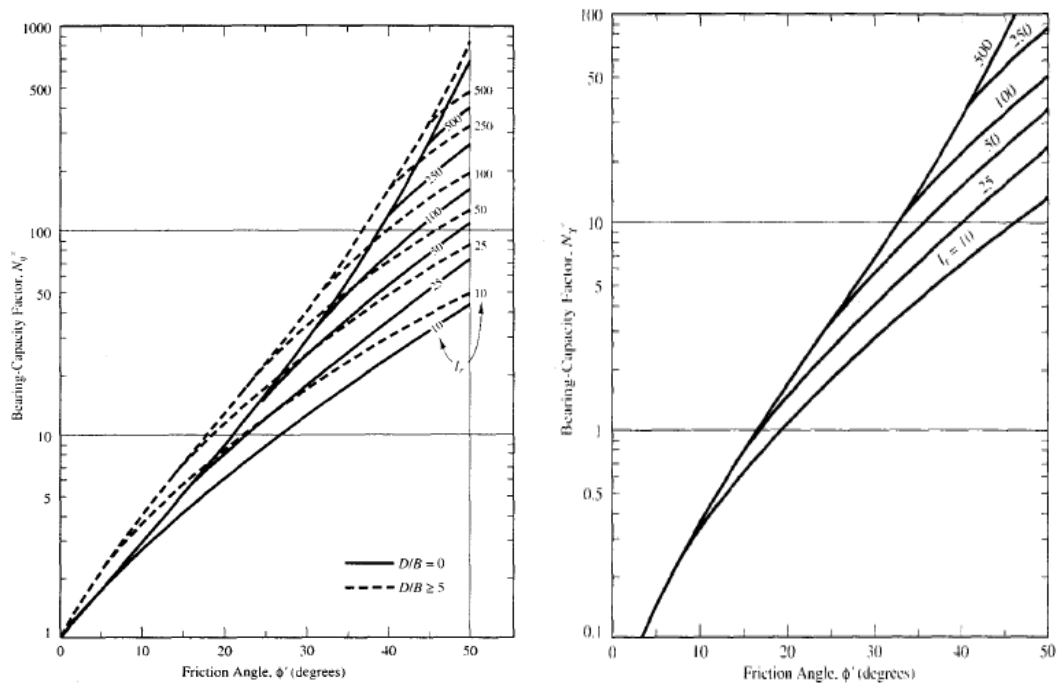


FIGURA 9: Factores de Capacidad de Carga. (P.Coduto, 2001)

2.4.1.2 Capacidad por Fuste

2.4.1.2.1 Método β :

Para la capacidad por fuste para suelos friccionantes se utilizará el método β :

$$f' t = \beta \sigma'$$

Bhushan (1982)

$$\beta = K_o \left(\frac{K}{K_o} \right) \tan \left[\phi' \left(\frac{\delta}{\phi'} \right) \right]$$

donde:

K_o = Coeficiente de presión lateral en el suelo en reposo

$$K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$$

ϕ' = Ángulo de fricción efectivo

OCR = Razón o Cociente de sobreconsolidación

δ = Asentamiento

Estructura Típica	Valores de asentamiento permitido
	milímetros
Edificios de Oficinas	12-50
Edificios Industriales	25-75
Puentes	50

Tabla 3: Valores de asentamiento permitido (P.Coduto, 2001)

Se procede a encontrar la relación K/K_o , que representa el cociente entre el coeficiente de empuje lateral después de la construcción y antes de la construcción.

Tipo de Cimentación y Método constructivo	K/K_o
Hinca de pilotes por inyección de agua a presión	0.5-0.7
Pilote prefabricado, hincado de menor desplazamiento	0.7-1.2
Pilote prefabricado, hincado de gran desplazamiento	1.0-2.0
Pilote prebarrenado Usando buena mano de obra	0.9-1.0
Pilote prebarrenado Usando pobre mano de obra	0.6-0.7

Tabla 4: Relación de Coeficientes de Empuje Lateral (P.Coduto, 2001)

Para pilotes en arenas (P.Coduto, 2001):

$$\beta = 0.18 + 0.65Dr$$

2.4.1.2.2 Método α :

Para la capacidad por fuste para suelos cohesivos se utilizará el método α :

$$f_s = \alpha S_u$$

α = Factor de adhesión

S_u = Resistencia no drenada

Para $S_u < 2.5 \text{ ton/m}^2$ $\alpha=1.0$

Para $S_u > 7.5 \text{ ton/m}^2$ $\alpha=0.5$

Para $2.5 < S_u < 7.5 \text{ ton/m}^2$:

$$\alpha = 1.0 - 0.5 \left(\frac{S_u - 2.5}{5} \right)$$

(P.Coduto, 2001)

2.5 Capacidad de Cargas Laterales Sísmicas. Considerando Efectos Interacción Suelo-Pilote

Mediante un análisis de carga incremental usando LPILE V.6.0 se analizará la capacidad de cargas laterales sísmicas.

2.5.1 Capacidad de Carga Lateral Pilote en Interacción con el Suelo

Para hallar la capacidad lateral del suelo se usa el método P-Y, en el que se emplea curvas presión-desplazamiento para obtener la distribución de momento, cortante y la deflexión a lo largo del fuste del pilote; en función de la fuerza horizontal aplicada sobre la cabeza del pilote.

2.5.2 Método P-Y

El método p-y utiliza una serie de resortes no lineales para modelar la interacción suelo-estructura. Aunque el método p-y no es tan riguroso como el método de los elementos finitos, ha sido ampliamente calibrado con resultados de pruebas de carga a escala real, y es más fácil de implementar debido a la amplia disponibilidad de software comercial. Por lo tanto, este es el método preferido para la mayoría de los problemas prácticos de diseño. (P.Coduto, 2001)

2.5.3 Desarrollo Matemático

El análisis p-y debe considerar los cambios en la relación presión-desplazamiento con la profundidad. Se puede lograr esto usando un análisis de elementos finitos que divide al pilote en n intervalos, como se muestra en la Figura 9. Asignando una curva p-y y una rigidez del pilote para cada estrato o subestrato de suelo, se puede formar un modelo matemático de la cimentación y su interacción lateral con el suelo.

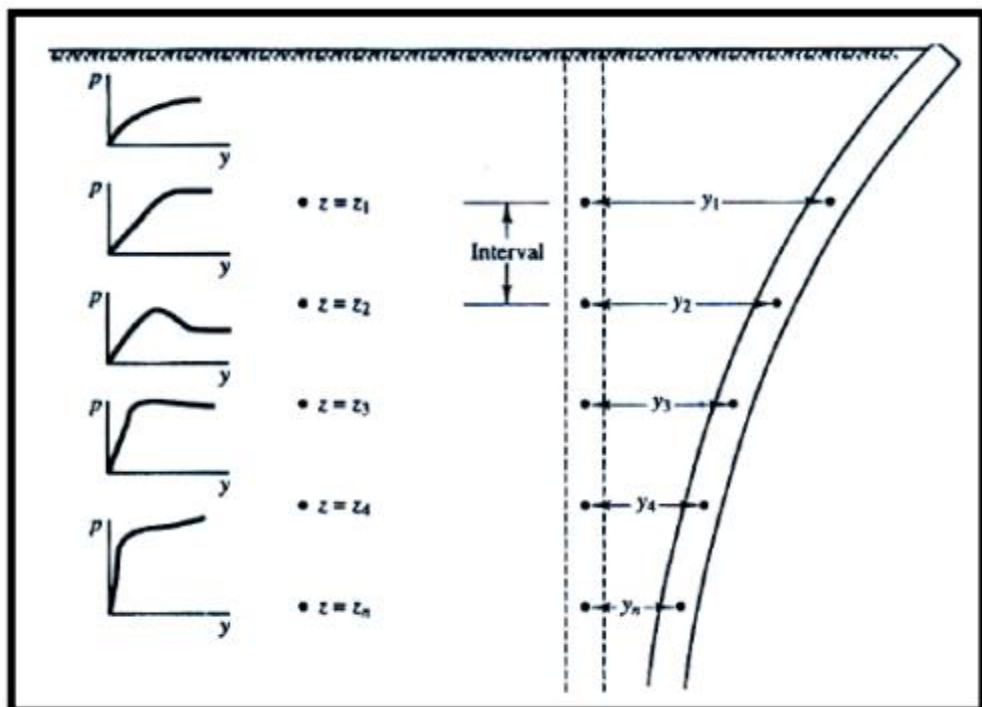


FIGURA 10: Modelo estructural método p-y (Coduto, 2011)

También es necesario modelar apropiadamente las condiciones de borde, en la cabeza del pilote, las que dependen de las siguientes restricciones:

- Para la condición de cabeza restringida, se tiene que el cortante aplicado y la reacción de momento son $V \neq 0$ y $M > 0$, correspondientemente. La rotación es $\phi = 0$ y el desplazamiento horizontal o deflexión de la cabeza $\delta > 0$.
- Para la condición de cabeza libre, las cargas aplicadas de corte y de momento son $V \neq 0$ y $M = 0$ respectivamente. La rotación es $\phi \neq 0$ y la deflexión en la cabeza es $\delta > 0$, cuando la cabeza del pilote es libre

Usando la información y aplicando las cargas estructurales en incrementos, el programa encuentra una condición de equilibrio estático y genera cortantes, momentos y deflexiones laterales en cada intervalo.

2.5.4 Curvas P-Y del programa LPILE

LPILE tiene las siguientes curvas p-y predefinidas; las que se utilizará para modelar el comportamiento de los pilotes a cargas laterales. Según su comportamiento mecánico le corresponderá una curva p-y en particular a cada estrato de suelo. Por ejemplo, para suelos friccionantes que posean número de golpes menores a 50 en 30 cm, se puede utilizar las curva p-y definida en LPILE como "Sand API" con el N60 correspondiente al estrato analizado. Para suelos cohesivos intermedios (c- ϕ) con número de golpe mayor a 50 en 30 cm o con una resistencia a la compresión uniaxial entre 0.5 a 5 MPa, se usará la curva p-y "Sand API" para suelo cohesivos cementados y la curva p-y "Weak Rock" para suelos cohesivos no cementados.

Para suelos cohesivos con resistencia a la compresión uniaxial de 50KPa o menos, se recomienda utilizar la curva p-y definida en LPILE como "Soft Clay", propuesta por Matlock, definiendo el valor de la cohesión efectiva c' correspondiente a dicho estrato de suelo cohesivo ($\phi' = 0$). Mientras que, para resistencias a la compresión mayores a 50 KPa, se recomienda usar la curva p-y defina como "Stiff Clay" (por Reese). Las curvas p-y propuestas por

Reese se dividen en arcillas con o sin presencia de agua, esto dependerá de si al momento de las cargas por sismo puede entrar agua por una grieta formada en la parte superior de la cimentación (adyacente al pilote). Las curvas p-y de Reese para suelos sobreconsolidados (con-sin agua) se desarrollaron para estratos superficiales no saturados, generalmente no son las funciones más indicadas para modelar estratos de arcillas sobreconsolidadas profundas y saturadas.

CAPÍTULO 3: CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En este capítulo se establecerá las consideraciones para el análisis de la cimentación tanto para su capacidad de carga vertical como carga horizontal.

Para el modelamiento de la capacidad de carga vertical se requiere calcular la variación de carga axial sobre los pilotes originada en el momento de volteo Sísmico (Mvolteo). El momento de volteo, está en función del corte basal sísmico "V"; el cual también se usa para modelar la capacidad de cargas horizontales de los pilotes.

3.1 Cortante Basal

El Cortante Basal de Diseño V, se calcula conforme NEC-15 como sigue:

$$V = \frac{S_a}{\Phi_P \Phi_E} \times \frac{I}{R} W$$

$S_a = 1,8 \cdot Z \cdot F_a$ (Perfil de Suelo Tipo E para sitio sin licuación de suelos)

Para el caso del suelo tipo F se usa la misma función de "Sa" para suelo tipo E, por considerar que la licuación de suelo no modifica significativamente el valor de la aceleración espectral "Sa".

Z = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto

I = Coeficiente de Importancia

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

Φ_P = Coeficiente de regularidad en planta

Φ_E = Coeficiente de regularidad de Elevación

W = Peso de la masa sísmica de la Estructura

Según NEC-15 es: W = Carga Muerta

Conservadoramente se asume W = Carga Muerta + 25% Carga Viva

El Coeficiente Sísmico de Diseño de la estructura es:

$$C_S = \frac{S_a}{\Phi_E \Phi_P} \cdot \frac{I}{R} \quad (ASCE 7 - 10)$$

Para calcular el Corte Sísmico Plástico sobre la cabeza de un pilote aislado se usa la siguiente ecuación:

$$\frac{V_{PROMEDIO}}{PILOTE} = R\Omega \cdot \frac{V}{N} ;$$

Donde:

$R\Omega$ = Factor de Sobre – resistencia (Este factor resulta del cociente entre el cortante basal correspondiente a la formación del mecanismo plástico de la superestructura y el cortante basal de diseño V correspondiente a un sismo de servicio)

N = Número de pilotes

3.2 Incremento de Carga Vertical por sismo

El incremento de carga vertical se origina en el sismo. Este aumento de carga debe calcularse y compararse con la capacidad portante última del suelo a cargas verticales. Para determinar esta carga se debe aplicar el momento de volteo sobre la cimentación y distribuirlo como carga axial sobre los pilotes.

3.2.1 Momento de Volteo

El Momento de Volteo es el momento externo aplicado sobre la base de la estructura. Se origina en las cargas laterales aplicadas lateralmente sobre los pisos de la estructura como sigue:

$$M_{volteo} = \sum F_i \cdot H_i$$

Donde:

$$F_i = \frac{W_i \cdot V}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot H_i} \quad (\text{Fuerza Sísmica Horizontal sobre el piso } i)$$

H_i = altura del piso i medida desde la base de la estructura.

Para determinar ΔP , generado por el momento sísmico, se asume que la losa de cimentación es infinitamente rígida. Al generarse el momento de volteo sísmico, los pilotes equilibran este momento con cargas axiales. La variación de la carga axial originada en M_{volteo} más intensa en los pilotes

más alejados del centro de la losa de cimentación. Se asume que la losa no sufrirá agrietamiento y tendrá comportamiento elástico; distribuyendo reacciones que pueden ser calculadas usando la teoría de la elasticidad y el principio de compatibilidad de deformaciones.

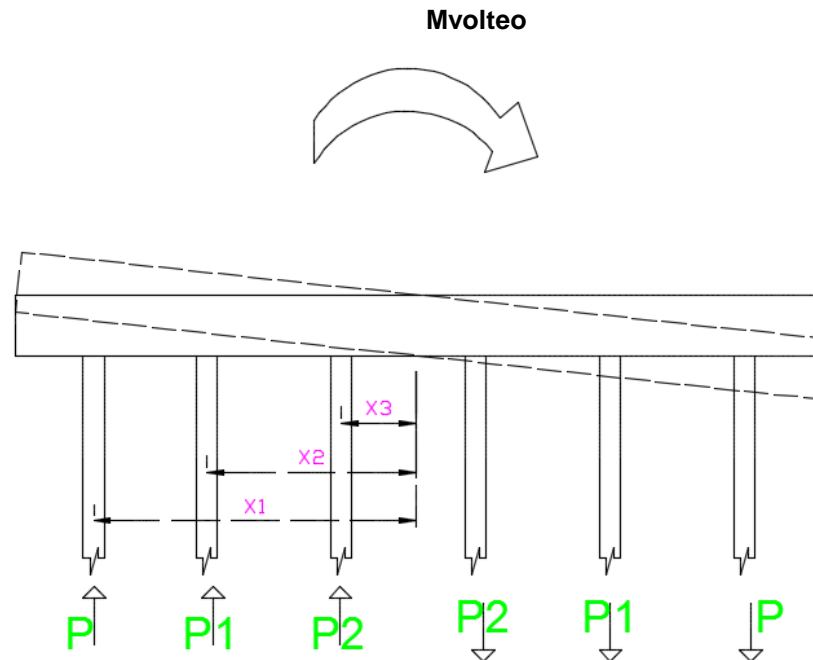


FIGURA 11: Momento de Volteo

Para simplificar el diseño se adopta un número constante de pilotes en la dirección corta y se ajusta el número de pilotes en la dirección larga para satisfacer la capacidad admisible del suelo. Por lo tanto, en la dirección larga se calculará el espaciamiento requerido y el número de pilotes requerido.

Con estas consideraciones, las deformaciones obtenidas son proporcionales a la carga, por lo que:

$$M_{volteo} = 2PX_1 + 2P_1X_2 + 2P_2X_3$$

$$M_{volteo} = 2PX_1 + 2P\frac{X_2^2}{X_1} + 2P\frac{X_3^2}{X_1}$$

$$\frac{M_{volteo}}{2\left(X_1 + \frac{X_2^2}{X_1} + \frac{X_3^2}{X_1}\right)} = \Delta P \text{ total}$$

La distancia entre pilotes es mayor a 3 veces el ancho B del pilote en la longitud larga de la cimentación, lo que permite ignorar los efectos de grupo para el diseño para capacidad de carga vertical.

En la longitud corta de la cimentación la distancia de pilotes es mayor a 8 veces el ancho B del pilote, lo que permite ignorar los efectos de grupo tanto para el diseño para capacidad de carga vertical como para el diseño por carga lateral.

Debido al incremento de carga axial generado por el momento de volteo, el número de pilotes requerido por diseño sísmico para capacidad de carga vertical del suelo aumentará, por lo que el arreglo de pilotes debe soportar $P+\Delta P$. Donde P es la carga gravitacional que recibe el pilote.

3.3 Carga Sísmica

En lo relativo a la respuesta sísmica del terreno, al producirse licuación del suelo dentro de los primeros 15 metros de profundidad, se espera que se reduzca la rigidez e incremente el amortiguamiento inelástico del suelo por efectos de la movilidad cíclica del suelo.

Dado que se espera que la aceleración espectral de diseño “ S_a ” disminuya con la ocurrencia de licuación, para el diseño de la superestructura resulta más crítico considerar que el suelo no licue. Por lo tanto, se modela las fuerzas sísmicas sobre las estructuras calculando el Cortante Basal “V” con el valor de la ordenada máxima del Espectro de Diseño del Sitio para el perfil de suelo Tipo E (clasificación del perfil de suelo en ausencia del fenómeno de licuación).

El método por el cual se obtendrá el Cortante Basal V es el Método Estático Equivalente, asumiendo que las plantas y elevaciones son regulares. Según NEC-15, se puede realizar un ajuste para hallar el cortante dinámico total en la base, hasta un valor correspondiente al 80% del Cortante Basal. Conservadoramente se usará el 100% del Cortante Basal.

3.4 Metodología de Diseño

Primero se realizará el análisis de la capacidad portante admisible del suelo (capacidad de carga vertical por fuste y punta). El análisis se lo realizará

para cargas gravitacionales y la combinación cargas gravitacionales más sismo

El segundo análisis es el de capacidad de cargas laterales sísmicas, donde se considera el efecto de interacción suelo-pilote. Se realizará un análisis de tipo pushover (cargas incrementales) usando el programa LPILE V.6.0. El análisis consiste en una superposición de los resultados obtenidos para los análisis del pilote con cabeza restringida y cabeza libre.

Primer paso de análisis: Pilote con cabeza restringida:

Modela el comportamiento del pilote empotrado en la cabeza por la losa de cimentación. En el programa se selecciona la opción de análisis que indica que en la cabeza existirá carga axial y cortante pero no rotación.

Se procede a ingresar como carga axial los valores $P+\Delta P$ que se calcularon con la metodología antes descrita. Se encuentra la fuerza de corte horizontal que genera la primera rótula plástica en la cabeza del pilote.

Al generarse la primera rótula plástica, el comportamiento del pilote cambia al de un pilote con cabeza libre (segundo paso de análisis).

Segundo paso de análisis: Pilote con cabeza libre:

Modela el comportamiento del pilote luego de haberse generado la rótula plástica en la cabeza. En el programa se selecciona la opción de análisis correspondiente a la presencia de la carga axial, cortante y libertad de rotación para la cabeza del pilote ($M=0$ a la cabeza).

Se procede a ingresar como carga axial los valores de $P+\Delta P$. Se encuentra la fuerza cortante que produce la segunda rótula plástica a una profundidad que generalmente es menor que la mitad de la longitud del pilote,

Tercer paso de análisis: Superposición:

Al sumar los resultados de ambos análisis, se determina la fuerza cortante que genera la falla por flexión en el pilote y la deflexión correspondiente a la formación del mecanismo plástico mostrado en la Figura 12. Se controlará que la deflexión máxima permitida por NEC-15 no excede el valor del 2%, de

la longitud del pilote comprendida entre las dos rotulas para la fuerza cortante correspondiente a dicha deflexión.

La fuerza cortante obtenida por el análisis de carga incremental es el cortante plástico que limita la capacidad estructural sismo-resistente del pilote, mismo que se compara con la fuerza cortante que recibe el pilote como función de las cargas sísmicas aplicadas; debiendo ser la primera mayor que la segunda para asegurar la estabilidad de la cimentación.

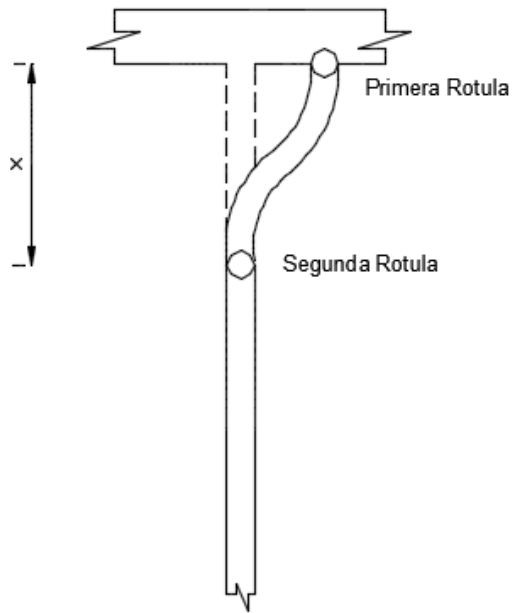


FIGURA 12: Formación de Rótulas Plásticas

CAPÍTULO 4: DATOS DE LA ESTRUCTURA Y EL SUELO

4.1 Características del Edificio y la Cimentación

Se adopta para este Trabajo de Grado un edificio con las siguientes características: 10 pisos, altura entre piso igual a 3 metros, área en planta de 1334 m² (23 m de ancho y 58 m de largo), carga muerta de 0.8 ton/m² y carga viva de 0.25 ton/m².

No se tiene interés en modelar los efectos de interacción entre la superestructura y la losa de cimentación, ni tampoco la disipación de energía o reducción del cortante sísmico de diseño V que se podría originar en la rotación de la losa de cimentación (efecto de cabeceo o Rocking-Motion). Estos efectos, al ser ignorados dan como resultado un diseño un tanto conservador para el pilote.

La cimentación consta de una losa que se la idealiza con infinita rigidez por lo que no se deforma internamente sino como cuerpo rígido. Posee un área de 1500m² (25 metros de ancho y 60 m de largo). Se usa una carga muerta de 1.2 ton/m² (considerando el peso de la losa) y una carga viva de 0.25 ton/m².

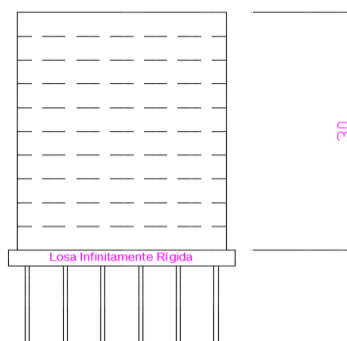


FIGURA 13: Características del Edificio

4.2 Perfil Estratigráfico

El siguiente perfil de suelo se considera representativo de alguna zona de La Puntilla de Samborondón y se usará para la evaluación de la susceptibilidad de licuación, y para el diseño de los pilotes. Los estratos a ser evaluados se dividen en dos grupos: Suelos granulares (arenosos o gravas), y suelos finos (limos y arcillas) de baja plasticidad. Se usarán dos perfiles de suelos con la misma capacidad de carga vertical pero con diferente plasticidad; lo que

implica que el perfil con mayor plasticidad no sufrirá licuación (suelo tipo E), mientras que el perfil de suelo sin plasticidad o muy baja plasticidad puede sufrir licuación (suelo tipo F).

4.2.1 Perfil de Suelo Susceptible de Licuación (Perfil 1)

Perfil Estratigráfico									
#	Prof (m)	N60	SUCS	Muestre ador	Ensayo de Laboratorio				
					Wn%	LL%	IP%	%pas #4	%pas #200
1	0.00-0.45	6	GW-GM	SPT	13.98	34.22	9.09	44.93	6.59
2	1.00-1.45	8	SP-SM	SPT	14.44	34.30	9.10	62.50	10.12
3	2.00-2.50	-	MH	Shelby	63.52	62.5	23.30	100.00	98.00
4	3.00-3.50	-	MH	Shelby	63.93	62.60	23.50	100.00	98.00
5	4.00-4.50	1	CL	SPT	73.65	29.28	7.56	100.00	53.65
6	5.00-5.45	1	SC	SPT	62.41	29.20	7.60	100.00	42.82
7	6.00-6.50	-	ML	Shelby	72.4	36.27	10.96	100.00	58.89
8	7.50-8.00	-	OL	Shelby	53.69	36.20	10.90	100.00	55.64
9	9.00-9.50	-	OL	Shelby	71.88	49.84	10.80	100.00	96.00
10	10.50-11.00	-	ML	Shelby	64.69	36.20	11.10	100.00	67.02
11	12.00-12.45	4	SP-SM	SPT	32.22	NP	NP	100.00	11.95
12	13.50-13.95	1	SM	SPT	57.09	42.20	13.28	100.00	37.22
13	15.00-15.50	-	OL	Shelby	96.13	49.60	18.10	100.00	98.00
14	16.50-17.00	-	ML	Shelby	84.66	45.42	12.54	100.00	98.00
15	18.00-18.50	-	MH	Shelby	81.55	51.79	15.99	100.00	97.00
16	19.50-20.00	-	MH	Shelby	91.51	51.7	15.90	100.00	97.00
17	21.00-21.50	-	MH	Shelby	93.79	51.7	16.10	100.00	97.00
18	22.00-22.50	-	MH	Shelby	94.57	51.60	15.70	100.00	97.00
19	23.00-23.50	-	SM	Shelby	40.12	31.65	6.06	78.93	26.26

20	24.00-24.45	11	SM	SPT	70.20	NP	NP	97.69	46.97
21	25.00-25.45	28	OL	SPT	45.33	43.4	13.24	100.00	98.00
22	26.00-26.45	15	OL	SPT	44.2	39.60	10.97	100.00	64.66
23	26.80-27.10	60	SM	SPT	21.31	NP	NP	55.00	15.00
24	30.00-30.13	80 en 13cm	GM	SPT	9.84	NP	NP	53.30	13.51
25	30.13-30.23	80 en 10cm	GP	SPT	15.37	NP	NP	28.54	3.11

Tabla 5: Perfil de Suelo Licuable

4.2.2 Perfil de Suelo no Susceptible de Licuación (Perfil 2)

Perfil Estratigráfico									
#	Prof (m)	N60	SUCS	Muestreador	Ensayo de Laboratorio				
					Wn%	LL%	IP%	%pas #4	%pas #200
1	0.00-0.45	6	GW-GM	SPT	13.98	34.22	9.09	44.93	6.59
2	1.00-1.45	8	SP-SM	SPT	14.44	34.30	9.10	62.50	10.12
3	2.00-2.50	-	MH	Shelby	63.52	62.5	23.30	100.00	98.00
4	3.00-3.50	-	MH	Shelby	63.93	62.60	23.50	100.00	98.00
5	4.00-4.50	1	CL	SPT	73.65	29.28	24.00	100.00	53.65
6	5.00-5.45	1	SC	SPT	62.41	29.20	24.30	100.00	42.82
7	6.00-6.50	-	ML	Shelby	72.4	45.00	15.00	100.00	58.89
8	7.50-8.00	-	OL	Shelby	53.69	48.00	20.00	100.00	55.64
9	9.00-9.50	-	OL	Shelby	71.88	46.00	19.00	100.00	96.00
10	10.50-11.00	-	ML	Shelby	64.69	43.00	18.00	100.00	67.02
11	12.00-12.45	4	SP-SM	SPT	32.22	40.00	20.00	100.00	11.95
12	13.50-13.95	1	SM	SPT	57.09	42.20	22.00	100.00	37.22
13	15.00-15.50	-	OL	Shelby	96.13	49.60	18.10	100.00	98.00
14	16.50-17.00	-	ML	Shelby	84.66	45.42	12.54	100.00	98.00
15	18.00-	-	MH	Shelby	81.55	51.79	15.99	100.00	97.00

	18.50								
16	19.50-20.00	-	MH	Shelby	91.51	51.7	15.90	100.00	97.00
17	21.00-21.50	-	MH	Shelby	93.79	51.7	16.10	100.00	97.00
18	22.00-22.50	-	MH	Shelby	94.57	51.60	15.70	100.00	97.00
19	23.00-23.50	-	SM	Shelby	40.12	31.65	6.06	78.93	26.26
20	24.00-24.45	11	SM	SPT	70.20	NP	NP	97.69	46.97
21	25.00-25.45	28	OL	SPT	45.33	43.4	13.24	100.00	98.00
22	26.00-26.45	15	OL	SPT	44.2	39.60	10.97	100.00	64.66
23	26.80-27.10	60	SM	SPT	21.31	NP	NP	55.00	15.00
24	30.00-30.13	80 en 13cm	GM	SPT	9.84	NP	NP	53.30	13.51
25	30.13-30.23	80 en 10cm	GP	SPT	15.37	NP	NP	28.54	3.11

Tabla 6: Perfil de Suelo no Licuable

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE POTENCIAL DE LICUACIÓN DEL SUELO. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PILOTES

5.1 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación

Del perfil estratigráfico de la tabla 5 del capítulo 4, se evalúan la susceptibilidad de licuación de los estratos presentados en la tabla 7 (suelos finos) y los de la tabla 8 (suelos arenosos)

5.1.1 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos

Finos

Al usar el criterio de Bray y Sancio (2006), se obtiene los siguientes resultados al evaluar la susceptibilidad de licuación de lo estrato de suelos finos de baja plasticidad:

DATOS						
PROFUNDIDAD (m)	SUCS	Wn%	LL%	Wc/LL	IP%	
4,00-4,50	CL	73,65	29,28	2,52	7,56	LICUABLE
6,00-6,50	ML	72,4	36,27	2,00	10,96	LICUABLE
7,50-8,00	OL	53,69	36,2	1,48	10,90	LICUABLE
9,00-9,50	OL	71,88	49,84	1,44	10,80	LICUABLE
10,5-11,00	ML	64,69	36,2	1,79	11,10	LICUABLE
15,00-15,50	OL	96,13	49,6	1,94	18,10	NO LICUABLE
16,50-17,00	ML	84,66	45,42	1,86	12,54	MODERADAMENTE

Tabla 7: Evaluación de Suelo Bray y Sancio (2003)

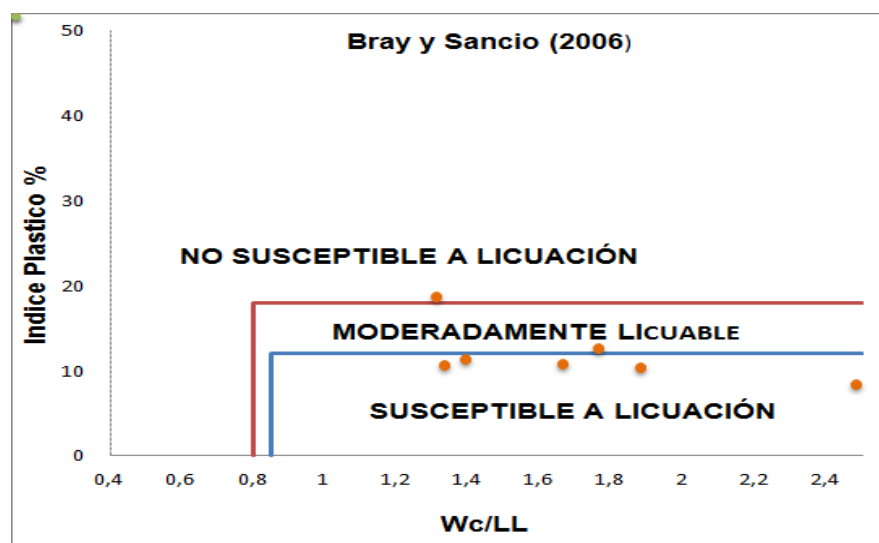


FIGURA 14: Evaluación de Suelos Finos (Bray y Sancio 2006)

5.1.2 Evaluación de Susceptibilidad de Licuación de Suelos

Arenosos

 UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL	NOMBRE DEL PROYECTO:	Análisis de Suelo en Samborondón
	REALIZADO POR:	José Mang Chang Alvarado

ANÁLISIS DE LICUACIÓN DE SUELOS PARA EL SISMO DE DISEÑO DE LA NORMA ECUATORINA DE LA CONSTRUCCION NEC-15

1. FACTOR DE SEGURIDAD DE LOS ESTRATOS SUSCEPTIBLES A LICUACIÓN

El Factor de Seguridad (FS) se estima mediante el Método Simplificado de Seed (2003)

Mw=	7,5	Magnitud de Momento Sísmico asociado al Factor de Zona Sísmica NEC-15
Z=	0,4	Aceleración Máxima con PE=10% (T=475 años) Factor de Zona Sísmica NEC-15
Fa=	1.00	
amax/g=	0.36	
Dw=	1,70 m	Profundidad Promedio del Nivel Freático
CSR=		Cociente de los Esfuerzos Cíclicos
CRR=		Cociente de la Resistencia Cíclica
Fs=	CRR/CSR	Factor de Seguridad para Licuación de Suelos

Clasificación SUCS	IP(%)	Z(m)	Z(m)	CF%	(ton/m ³)	N60	(ton/m ²)	
					γ _{sat}		σ _v	σ' _v
Limo Arenoso (ML)	<12	5,00-5,45	5,45	42,82	1,6	1	7.7	4
Arena Limosa (SP-SM)	NP	12,00-12,45	12,45	11,95	1,6	4	20.6	9.9
Arena Limosa (SM)	13,28	13,50-13,95	13,95	37,22	1,6	1	24.7	12,5

Clasificación SUCS	N160	N1,60CS	Vs12m (m/s)	rd	CSR (peak)	CSR eq	Dw	CSR N
Limo Arenoso (ML)	2	8	120	0,70	0,54	0,35	1	0,35
Arena Limosa (SP-SM)	4	1	120	0,45	0,38	0,25	1	0,25
Arena Limosa (SM)	1	7	120	0,44	0,35	0,23	1	0,23

Clasificación SUCS	f	Kσ	CSR _{liq, 1atm}	CRR	FS=CRR/CSR _{liq, 1 atm}
Limo Arenoso (ML)	0,6	1,00	0,35	0,050	0,148
Arena Limosa (SP-SM)	0,6	1,00	0,25	0,030	0,124
Arena Limosa (SM)	0,6	3,54	0,80	0,050	0,225

Tabla 8: Factor de Seguridad de los Estratos Susceptibles a licuación (Seed 2003)

Como se puede observar, por los factores de seguridad, los estratos arenosos son de alta susceptibilidad de licuación.

Con los resultados de los análisis de susceptibilidad de licuación se analizarán 11 metros de suelos licuables, desde una profundidad de 4 metros a 15 metros para el diseño de pilotes.

5.2 Modelo Geotécnico

5.2.1 Modelo para Suelo no Susceptible de Licuación

Se realiza un modelo con los datos del perfil de suelo tipo E (Tabla 6). Este modelo idealiza el comportamiento de todo el suelo. Ver Figura 15

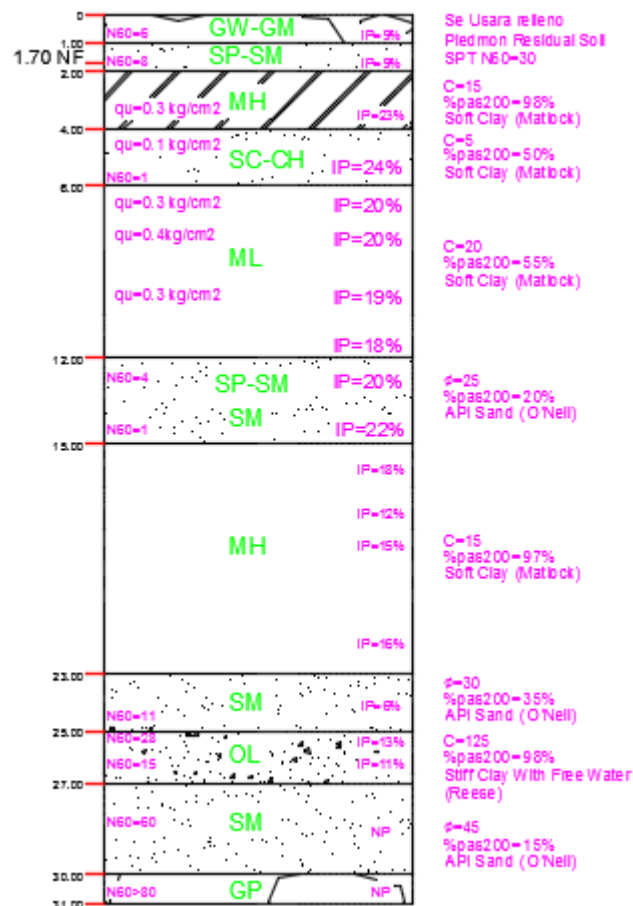


FIGURA 15: Modelo de Suelo No Licuable

5.2.2 Modelo para Suelo Susceptible de Licuación

Se realiza un modelo con los datos del perfil de suelo tipo F (Tabla 5). Este modelo idealiza el comportamiento del perfil de suelo. Ver Figura 16

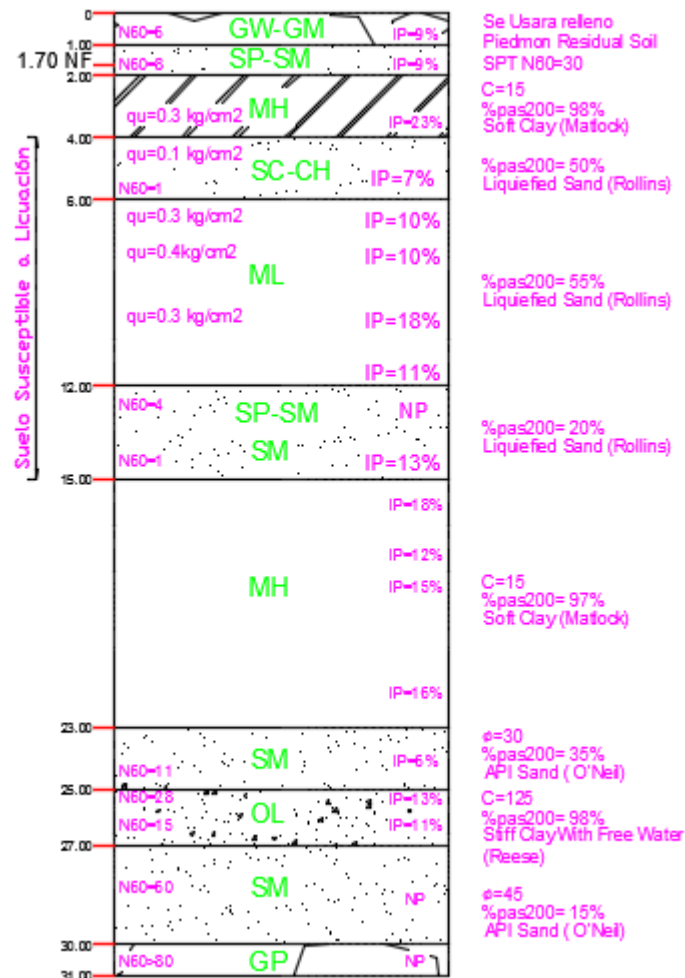


FIGURA 16: Modelo de Suelo Licuable

El pilote tendrá su punta a una profundidad de 27.00 metros. Previo al diseño, se evaluará la posibilidad de usar pilotes cuadrados de 45 y 50 cm, con resistencias de 350 y 420 kg/cm². Los pilotes de sección 40x40 cm quedan descartados para este trabajo, debido a su excesiva esbeltez. Estos pilotes resultan afectados en su capacidad de carga axial por comportamiento de columna esbelta $\frac{KL}{r} > 100$ (ver Torres 2011). En un suelo donde se produce licuación, se necesita que el pilote pueda deformarse lateralmente con ductilidad sin perder su capacidad de soportar cargas axiales. El uso de acero presforzado como sustituto de acero dúctil,

con la finalidad de reducir el área del pilote y hacer que este trabaje a esfuerzos axiales altos, no es una opción de diseño en este tipo de suelo. El uso de acero presforzado combinado con la reducción de las dimensiones de la sección de hormigón hace perder ductilidad y estabilidad al pilote..

5.3 Número de pilotes

El número de pilotes depende de la capacidad del suelo. Este aumentará hasta que la carga axial que porte cada pilote sea soportada por el suelo.

Se asume 6 pilotes en la longitud corta, y se ajusta el número de pilotes en la dirección larga a la capacidad admisible del suelo.

Se asume 114 pilotes de 45x45 cm o alternativamente 102 pilotes de 50x50cm, los cuales se verificarán que cumplan con las condiciones de diseño expuestas en la Secciones 5.4 y 5.5.

Arreglo de Pilotes 45x45 cm (114 pilotes)



FIGURA 17: Arreglo de pilotes 45x45 cm

Arreglo de Pilotes 50x50 cm (102 pilotes)

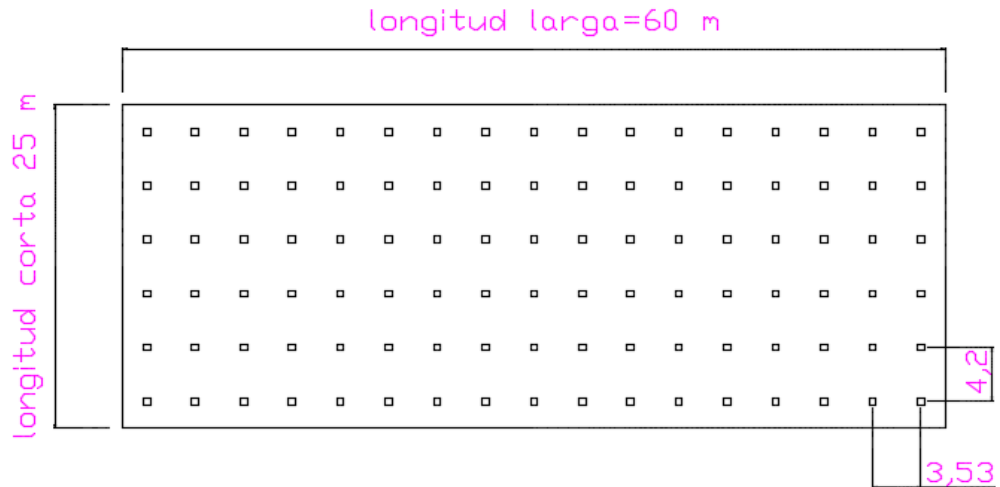


FIGURA 18:Arreglo de pilotes 50x50 cm

5.4 Carga Axial de Servicio y Carga por Sismo

Para la carga axial de servicio, se calcula la cargas que bajan por la estructura y cimentación donde la carga de servicio es la suma de la carga muerta más la carga viva.

Carga axial de servicio=16182 ton (para todo el grupo de pilotes)

Carga axial por pilote (45x45cm)=16182/114=142 ton

Carga axial por pilote (50x50cm)=16182/102= 159 ton

5.4.1 Fuerza Sísmica Sobre Grupo de Pilotes

Para el cálculo de las cargas por sismo se usa el procedimiento descrito en el Capítulo 3, Sección 3.1 y 3.2. Los Resultados se encuentran en la Tabla 6. El diseño de pilotes estará controlado en la dirección corta de la cimentación, debido que esta sección existe el mayor incremento de carga vertical por sismo.

NIVEL	Alturas (m)	Área (m ²)	CM (ton en m ²)	CV (ton en m ²)	Carga Sísmica (Ton/m ²)	Peso (ton)	Peso x H	F (ton)	ΩM volteo (ton.m)
Piso 10	30	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	34517,3	627,6	18827,6
Piso 9	27	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	31065,5	564,8	15250,3
Piso 8	24	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	27613,8	502,1	12049,7
Piso 7	21	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	24162,1	439,3	9225,5
Piso 6	18	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	20710,4	376,6	6777,9
Piso 5	15	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	17258,6	313,8	4706,9
Piso 4	12	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	13806,9	251,0	3012,4
Piso 3	9	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	10355,2	188,3	1694,5
Piso 2	6	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	6903,5	125,5	753,1
Piso 1	3	1334	0,80	0,25	0,86	1150,6	3451,7	62,8	188,3
						11505,8	189844,9		72486,2

Cs= 0,12
 V= 1380,7 ton
 Ω 2,5
 ΩV 3451,7 ton

Tabla 6: Cortante Basal y Momento de Volteo

El ΩMvolteo se encuentra en la Tabla 6 y los espaciamientos entre pilotes dependerá de la sección del pilote; para pilotes de 45x45 cm se utiliza 3.72m y para pilotes de 50x50 se utiliza de 3.67 m

5.4.2 Resistencia al Corte y Carga Axial requerida por Pilote.

El pilote forma un mecanismo plástico de flexión tipo dúctil. Con la información de las Sección 5.3 y 5.4, se determina la resistencia al corte del pilote de acuerdo a su sección:

El cortante basal $RQV = 3451.7$ ton (para todo el grupo de pilotes)

El cortante basal por pilote de (45x45cm) $RQV = 3451.7/114 = 30$ ton

El cortante basal por pilote de (50x 50cm) $RQV = 3451.7/102 = 34$ ton

Y la carga axial requerida, toma en cuenta la carga axial de servicio y el incremento de carga vertical por sismo. Ver Tabla 7

CARGA EN PILOTES			
a (cm)		45	50
b (cm)		45	50
(1)	# de pilotes a usar	114	102
(2)	Carga axial de Servicio (ton)	16182	
(3)=(2)/(1)	P (Carga en pilotes Gravedad) ton	142	159
V (ton)		1381 (Ver Tabla6)	
(4)	RQV	3451.7 (Ver Tabla6)	
(5)=(4)/(1)	RQV promedio/pilote (ton)	30	34
RQ Momento de Volteo (ton-m)		72486 (Ver Tabla6)	
Pilotes en longitud Corta		6	
espacio entre pilotes (m)		3,72	3,67
(6)	Pilotes longitud larga	19	17
(7)	ΔP Total en una franja (ton)	2485,242	2485
(8)=(7)/(6)	ΔP por pilote (ton)	130,80	146,19
(9)=(3)+(8)	$P_a = P + \Delta P$ (ton)	272,75	304,84

Tabla 7: Carga en Pilotes

5.5 Análisis a Capacidad Portante Admisible del Suelo. (Cargas verticales sobre Fuste y Punta)

5.5.1 Capacidad de Carga vertical de pilotes 45x45 cm

El análisis de Capacidad portante admisible del Suelo se lo realiza usando el procedimiento descrito en el Capítulo 2, Sección 2.4. Ver Tablas 8-9-10-11.

Se obtiene la capacidad ultima de los suelos(Q_u)

Q_u suelo licuable pilote 45x45cm= 527 ton

Q_u suelo no licuable pilote 45x45cm= 567.9 ton

Q_u suelo licuable pilote 50x50cm= 643.7 ton

Q_u suelo no licuable pilote 50x50cm= 689.3 ton

Como el diseño de la cimentación estará controlada por la capacidad lateral del suelo, las capacidades admisibles calculadas con FS NEC-15 se satisfacen en exceso; como se ilustra a continuación.

Con $F_s=2.5$ (Cargas Gravitacionales)

$Q_{adm}= 527/2.5= 210.8 >142$ ton (Ver Tabla12)

$Q_{adm}= 567.9/2.5= 227.16 >142$ ton (Ver Tabla12)

$Q_{adm}= 643.7/2.5= 257.48 >159$ ton (Ver Tabla14)

$Q_{adm}= 689.3/2.5= 275.72 >159$ ton (Ver Tabla14)

CAPACIDAD DEL PILOTE A CARGAS SISMICA. SUELO SIN ESTRATOS POTENCIALMENTE LICUABLES

Pilote Prefabricado L=27,00m (0,45x0,45)

Se considera hincia hasta encontrar rechazo.

Nivel Freático: 1,7 m

B= 0,45 m

Pilotes en Compresión

Suelo	Peso (ton/m ³)	Z(m)	H	U (Ton/m ²)	Y*Z (ton/m ²)	σ' (ton/m ²)	N60	N1-60	Su (ton/m ²)	β	α	fs (ton/m ²)	fs*4BH (Ton)
MH	1,7	2 4	2	2,3	5,1	2,8	-	-	1,5		1	1,5	5,4
CH	1,6	4 6	2	4,3	8,3	4	1	2	0,5		1	0,5	1,8
OL	1,7	6 12	6	10,3	18,5	8,2	-	-	1,5		1	1,5	16,2
SP-SM	1,6	12 15	3	13,3	23,3	10	4	4		0,3		3,1	17,0
MH	1,7	15 23	8	21,3	36,9	15,6	-	-	1,5		1	1,5	21,6
SM	1,8	23 25	2	23,3	40,5	17,2	11	8		0,3		4,7	16,8
OL	1,8	25 27	2	25,3	44,1	18,8	28	21	12,5		0,5	6,3	22,5
SM	1,9	27		25,1	44,1	19	60	44,0			Qs=		101,3 Ton
Capacidad de Punta													466,6 Ton
Parámetros													567,9 Ton
Q _u =Q _t +Q _s =													

B= 0,45 m lr= 116
 Ap= 0,203 m² E= 3850
 φ' 35 grados N*q= 120
 qt' 2304 Ton/m² N*y= 60

Tabla 8: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Sin estratos licuables. Pilote 45x45 cm

CAPACIDAD DEL PILOTE A CARGAS SISMICA. SUELO CON ESTRATOS CON PONTENCIAL LICUABLE

Pilote Prefabricado L=27,00m (0,45x0,45)

Se considera hinca hasta encontrar rechazo.

Nivel Freático: 1,7 m

B= 0,45 m

Pilotes en Compresión

Suelo	Peso (ton/m ³)	Z(m)	H	U (Ton/m ²)	γ*Z (ton/m ²)	σ' (ton/m ²)	N60	N1-60	Su (ton/m ²)	β	α	fs (ton/m ²)	fs*4BH (ton)	fn= fs*4BH (ton)		
MH	1,7	2	2	2,3	5,1	2,8	-	-	1,5		1	1,5	-	-5,4		
		4														
CH Licuacion	1,6	4	2	4,3	8,3	4	1	2	0,5		1	0,5	-	-1,8		
		6														
OL Licuacion	1,7	6	6	10,3	18,5	8,2	-	-	1,5		1	1,5	-	-16,2		
		12														
SP-SM Licuacion	1,6	12	3	13,3	23,3	10	4	4		0,3		3,1	-	-17,0		
		15														
MH	1,7	15	8	21,3	36,9	15,6	-	-	1,5		1	1,5	21,6			
		23														
SM	1,8	23	2	23,3	40,5	17,2	11	8		0,3		4,7	16,8			
		25														
OL	1,8	25	2	25,3	44,1	18,8	28	21	12,5		0,5	6,3	22,5			
		27														
SM	1,8	27		25,1	44,1	19	60	44			Qs=		60,9	Ton		
											Qt=		466,1	Ton		
													Qu=Qt+Qs=		527,0	Ton

Capacidad de Punta Parámetros

B= 0,45 m lr= 116
 Ap= 0,203 m² E= 3850
 φ' 35 grados N*q= 120
 qt 2302 Ton/m² N*γ= 60

Tabla 9: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Con estratos licuables. Pilote 45x45 cm

5.5.2 Capacidad de Carga vertical de pilotes 50x50 cm

CAPACIDAD DEL PILOTE A CARGA SISMICA. SUELOS SIN ESTRATOS POTENCIALMENTE LICUABLE

Pilote Prefabricado L=27,00m (0,50x0,50)

Se considera hincia hasta encontrar rechazo.

Nivel Freático: 1,7 m

B= 0,50 m

Pilotes en Compresión

Suelo	Peso (ton/m ³)	Z(m)	H	U (Ton/m ²)	γ*Z (ton/m ²)	σ' (ton/m ²)	N60	N1-60	Su (ton/m ²)	β	α	fs (ton/m ²)	fs*4BH (Ton)	
MH	1,7	2	2	2,3	5,1	2,8	-	-	1,5		1	1,5	6,0	
		4												
CH	1,6	4	2	4,3	8,3	4	1	2	0,5		1	0,5	2,0	
		6												
OL	1,7	6	6	10,3	18,5	8,2	-	-	1,5		1	1,5	18,0	
		12												
SP-SM	1,6	12	3	13,3	23,3	10	4	4		0,3		3,1	18,8	
		15												
MH	1,7	15	8	21,3	36,9	15,6	-	-	1,5		1	1,5	24,0	
		23												
SM	1,8	23	2	23,3	40,5	17,2	11	8		0,3		4,7	18,7	
		25												
OL	1,8	25	2	25,3	44,1	18,8	28	21	12,5		0,5	6,3	25,0	
		27												
SM	1,9	27		25,1	44,1	19	60	44,0				Qs=	112,5 Ton	
													Qt=	576,8 Ton
													Qu=Qt+Qs=	689,3 Ton

Capacidad de Punta Parámetros

B= 0,5 m lr= 116
 Ap= 0,250 m² E= 3850
 φ' 35 grado: N*q= 120
 qt 2307 Ton/r N*γ= 60

Tabla 10: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Sin estratos licuables. Pilote 50x50

CAPACIDAD DEL PILOTE A CARGA SISMICA. SUELO CON POTENCIAL LICUABLE

Pilote Prefabricado L=27,00m (0,50x0,50)

Se considera hincas hasta encontrar rechazo.

Nivel Freático: 1,7 m

B= 0,50 m

Pilotes en Compresión

Suelo	Peso (ton/m ³)	Z(m)	H	U (Ton/m ²)	γ*Z (ton/m ²)	σ' (ton/m ²)	N60	N1-60	Su (ton/m ²)	β	α	fs (ton/m ²)	fs*4BH (ton)	fn= fs*4BH (ton)	
MH	1,7	2	2	2,3	5,1	2,8	-	-	1,5		1	1,5	-	-6,0	
		4													
CH Licuación	1,6	4	2	4,3	8,3	4	1	2	0,5		1	0,5	-	-2,0	
		6													
OL Licuación	1,7	6	6	10,3	18,5	8,2	-	-	1,5		1	1,5	-	-18,0	
		12													
SP-SM Licuación	1,6	12	3	13,3	23,3	10	4	4		0,3		3,1	-	-18,8	
		15													
MH	1,7	15	8	21,3	36,9	15,6	-	-	1,5		1	1,5	24,0		
		23													
SM	1,8	23	2	23,3	40,5	17,2	11	8		0,3		4,7	18,7		
		25													
OL	1,8	25	2	25,3	44,1	18,8	28	21	12,5		0,5	6,3	25,0		
		27													
SM	1,8	27		25,1	44,1	19	60	44					67,7 Ton		
Capacidad de Punta														Qs=	67,7 Ton
Parámetros														Qt=	576,0 Ton
														Qu=Qt+Qs=	643,7 Ton

B= 0,5 m Ir= 116
 Ap= 0,250 m² E= 3850
 φ' 35 grado: N*q= 120
 qt 2304 Ton/r N*γ= 60

Tabla 11: Capacidad del Pilote a Cargas Sísmicas, Con estratos licuables. Pilote 50x50

5.6 Factor de Seguridad del diseño de la Cimentación para Capacidad de Carga Vertical .

Se comparan las cargas admisibles de los suelos contra las cargas actuantes sobre el pilote en las diferentes condiciones de cargas y tipo de suelo.

5.6.1 Pilotes 45x45 cm

Perfil 1= Perfil de Suelo Licuable.

Perfil 2= Perfil de Suelo no Licuable.

Pa= Carga Actuante sobre Pilote.

Cargas de Gravedad

	Perfil 1	Perfil 2
Qu (ton)	567,9	
Pa (Verticales) (ton)	142	
Fs=Qu/Pa	4,0 >2.5 (NEC-15)	

Tabla 12: Factor de Seguridad para Cargas de Gravedad. Pilotes 45x45 cm

Cargas de Gravedad +Carga por Sismo

	Perfil 1	Perfil 2
Qu (ton)	527,0	567,9
Pa (Verticales +Sismo) (ton)	313.7	272,8
Fs=Qu/Pa	1,7 >1.5 (NEC-15)	2,1>1.5 (NEC-15)

Tabla 13:Factor de Seguridad a Cargas de Gravedad + Cargas por Sismo. Pilote 45x45 cm

5.6.2 Pilotes 50x50 cm

Cargas de Gravedad

	Perfil 1	Perfil 2
Qu (ton)	689.3	
Pa (Verticales) (ton)	159	
Fs=Qu/Pa	4,3>2.5 (NEC-15)	

Tabla 14: Factor de Seguridad para Cargas de Gravedad. Pilote 50x50 cm

Cargas de Gravedad +Carga por Sismo

	Perfil 1	Perfil 2
Qu (ton)	643.7	689.7
Pa (Verticales +Sismo) (ton)	349.6	304.8
Fs=Qu/Pa	1.8>1.5 (NEC-15)	2.3>1.5 (NEC-15)

Tabla 15:Factor de Seguridad a Cargas de Gravedad + Cargas por Sismo.
Pilote 50x50 cm

En todos los casos las capacidades de Cargas Verticales del suelo, se encuentran excedidas y no controlan el diseño de la cimentación, como se explica a continuación el diseño sísmico de la cimentación estará controlado por la capacidad de carga lateral de sistema en interacción suelo-pilote.

5.7 Análisis a Capacidad de Carga Laterales Sísmicas

El siguiente paso será evaluar la capacidad de carga lateral del pilote usando el programa LPILEV6.0. Revisar Metodología del Diseño, Capítulo 3, Sección 3.4.

Se ajusta la cuantía de acero del pilote, hasta conseguir que el comportamiento del pilote sea dúctil, y sus desplazamientos sean menores al 2 %. Es decir, hasta encontrar la cuantía de acero que garantiza la estabilidad de la cimentación a la formación de un mecanismo plástico y dúctil de falla por flexión.

En el programa LPILE se usan los Modelos Geotécnicos definidos en el Capítulo 5, Sección 5.2 y se modelan los estratos de suelos según su comportamiento mecánico; asignándoles las curvas p-y predefinidas en LPILE que mejor se ajustan a su comportamiento mecánico. (Ver Capítulo 2, Sección 2.5.4).

A continuación se presentan las cuantías de acero encontradas en los análisis de capacidad de carga lateral de los pilotes para los distintos casos de análisis.

Sección 45x45	Considerando Licuación del suelo		Sin Considerar Licuación del Suelo	
f'c (kg/cm²)	420	350	420	350
φ (cm)	2,2	2,5	1,8	2
número de varillas	16	16	16	16
P	3,0%	3,9%	2,0%	2,5%

Tabla 16: Cuantía de acero usada en pilotes de 45x45 cm

Sección 50x50	Considerando Licuación del suelo		Sin Considerar Licuación del Suelo	
f'c (kg/cm²)	420	350	420	350
φ (cm)	1,8	2	1,6	1,8
número de varillas	16	16	16	16
P	1,6%	2,0%	1,3%	1,6%

Tabla 17: Cuantía de acero usada en pilotes de 50x50cm

En total se analizaron 8 casos en este Trabajo de Grado donde, se varia la sección de pilote (45x45cm y 50x50cm), la resistencia del hormigón (420 kg/cm² y 350 kg/cm²), y el perfil de suelo (suelo Tipo E y tipo F).(Ver Tabla18).

	f'c=420 kg/cm²	f'c=350 kg/cm²
Suelo licuable	Sección 45x45	Sección 45x45
	Sección 50x50	Sección 50x50
Suelo no licuable	Sección 45x45	Sección 45x45
	Sección 50x50	Sección 50x50

Tabla 18: Casos de análisis

5.7.1 Ejemplo de Análisis: Pilote 45x45cm, $f'_c=420 \text{ kg/cm}^2$, en Suelo Licuable.

5.7.1.1 Cabeza Restringida

Usando la metodología del Capítulo 3, Sección 3.4. Se presenta a continuación se presenta un ejemplo de cálculo para el caso de un pilote de 45x45 cm con $f'_c=420\text{kg/cm}^2$ en un suelo licuable.

El nivel 0 en el Eje Y coincide con la profundidad -2m del terreno, Sitio donde se proyecta el descabezado del pilote. La punta del pilote por lo tanto alcanza los 27 m de profundidad medidas desde la superficie del terreno.

En la Figuras 19,20,21 se ilustra los resultados LPILE para la Fuerza Cortante con las que se genera la primera Rótula en la Cabeza.

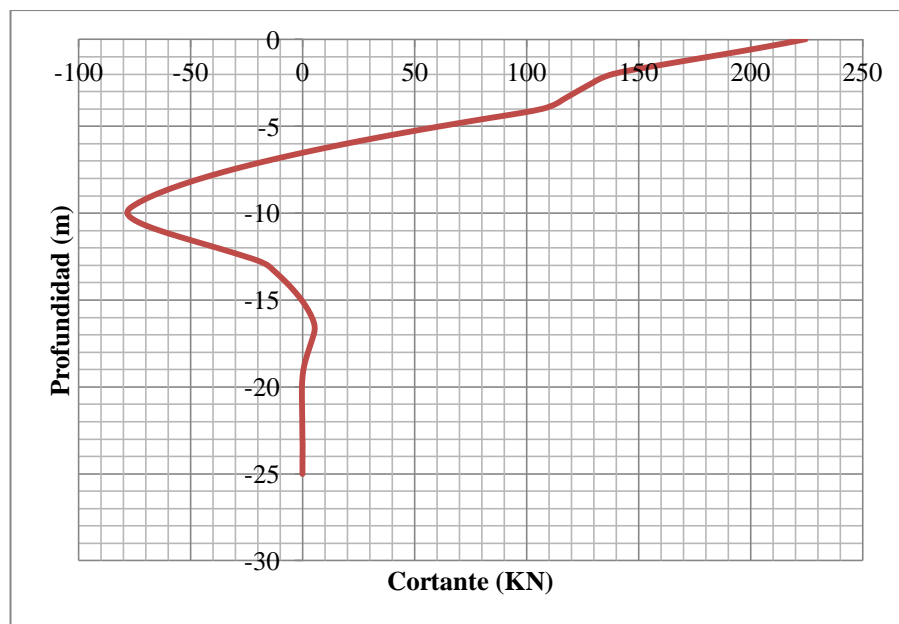


FIGURA 19: Cortante vs Profundidad. Análisis Cabeza Restringida

Para la condición de empotrado perfectamente en la cabeza, se encuentra el máximo momento con el que el pilote cambia su comportamiento a un pilote de cabeza libre. Este momento corresponde a la capacidad última M_u a flexión de la sección crítica de la cabeza del pilote.

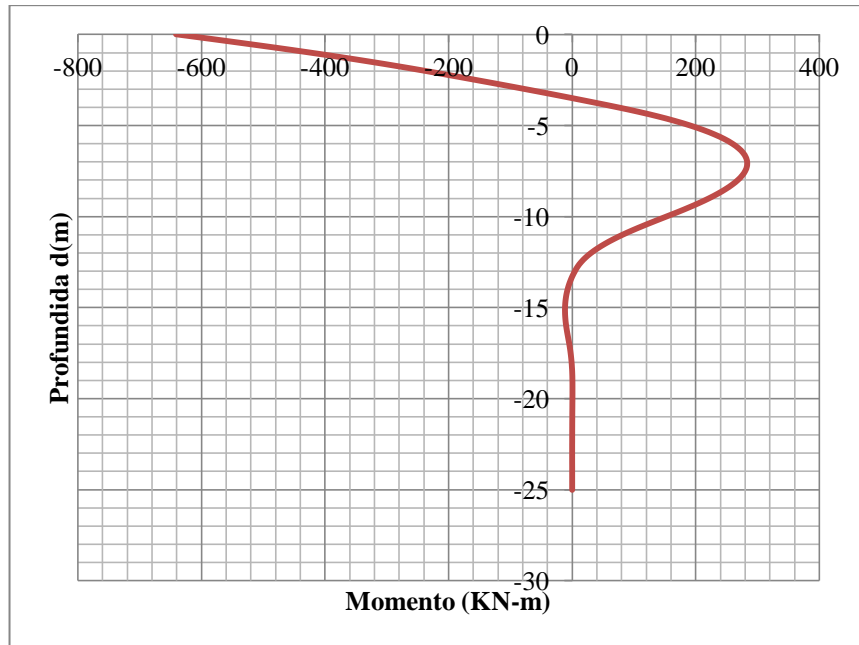


FIGURA 20: Momento vs Profundidad. Análisis Cabeza Restringida

En la Figura 21 se ilustra la máxima deformación que ocurre, estando el pilote con la cabeza restringida. También se puede observar que la profundidad de empotramiento efectiva del pilote se produce a los 13 m de la longitud del pilote y 15 metros de la superficie.

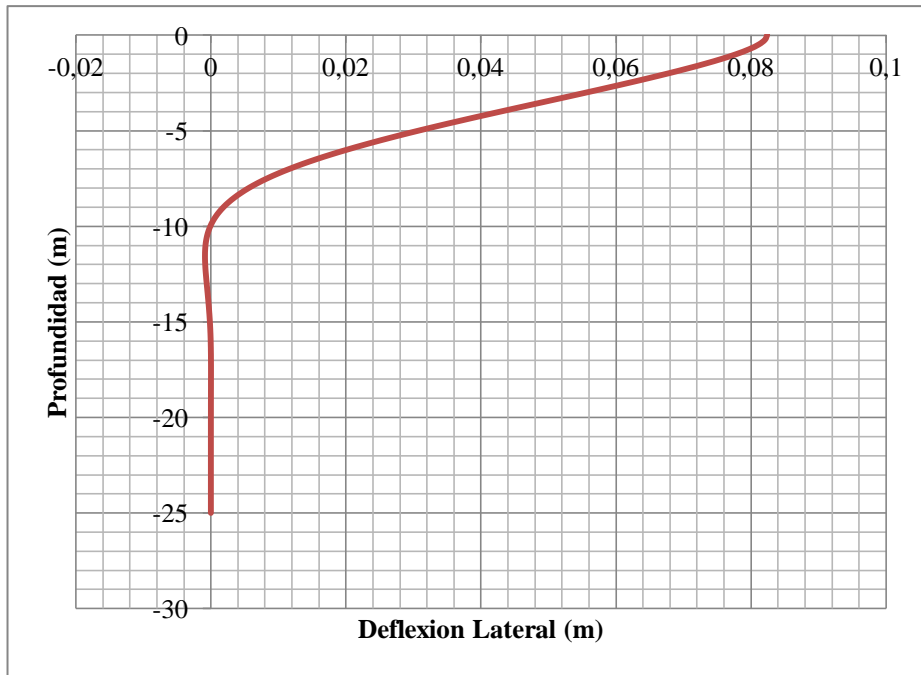


FIGURA 21: Deflexión Lateral vs Profundidad. Análisis Cabeza Restringida

5.7.1.2 Cabeza Libre

Para el mismo caso considerado se realiza un nuevo análisis manteniendo las cargas axiales, pero dando libertad en la cabeza. Se encuentra una nueva fuerza cortante, hasta que el pilote falle.

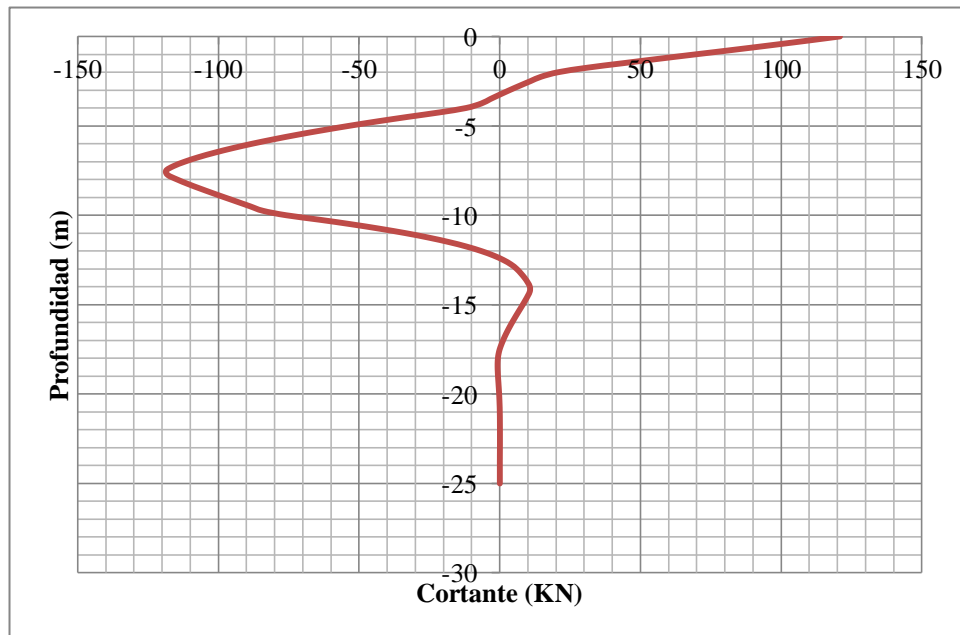


FIGURA 22: Cortante vs Profundidad. Análisis Cabeza Libre

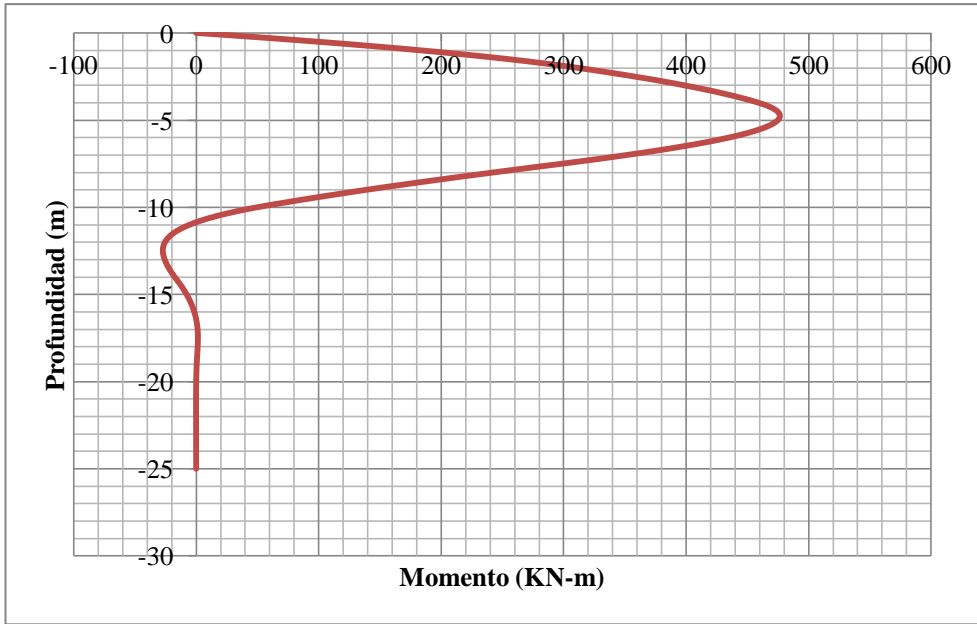


FIGURA 23: Momento vs Profundidad. Análisis Cabeza Libre

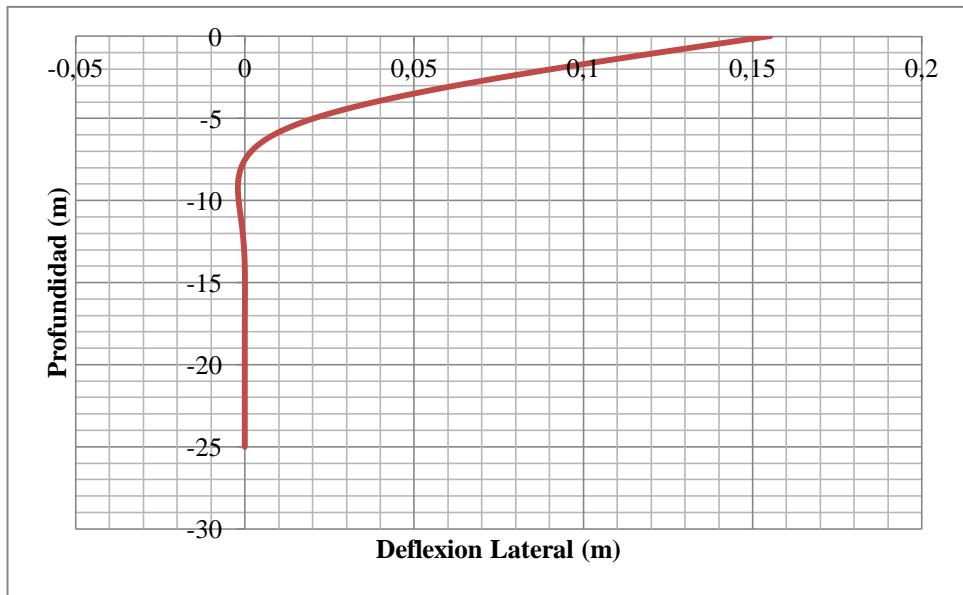


FIGURA 24: Deflexión Lateral vs Profundidad. Análisis Cabeza Libre

5.7.1.3 Superposición de Resultados

Se superpone los resultados de los análisis realizados con cabeza restringida y cabeza libre.

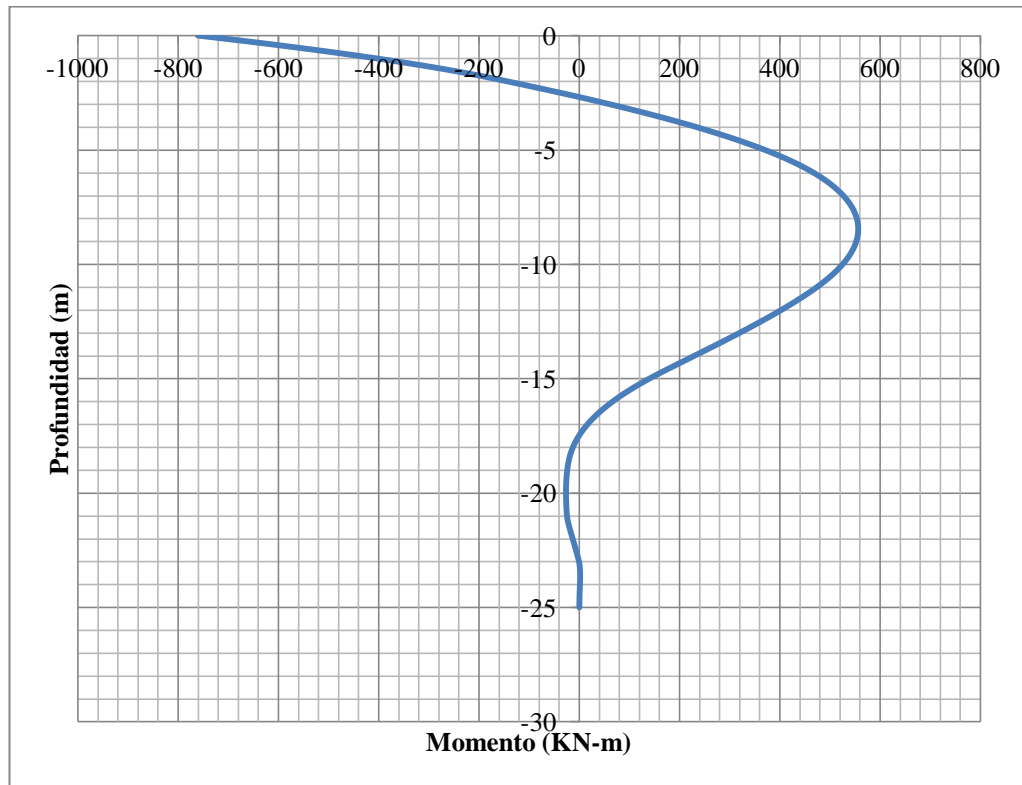


FIGURA 25: Momento vs Profundidad. Superposición (Cabeza Restringida + Cabeza Libre)

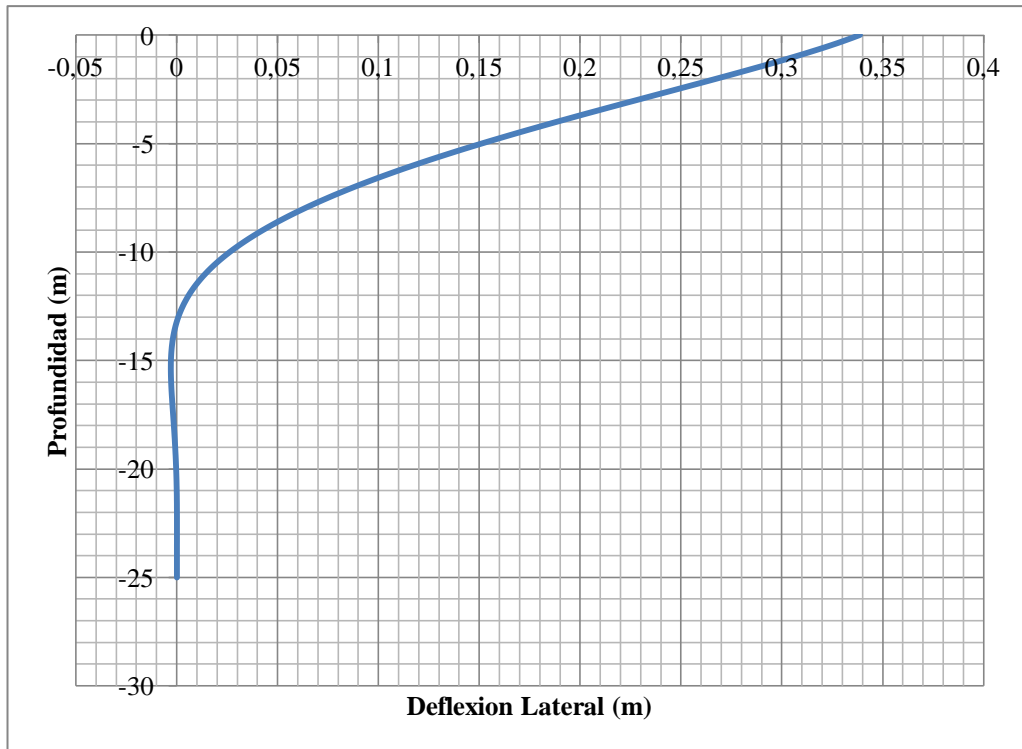


FIGURA 26: Deflexión Lateral vs Profundidad. Superposición (Cabeza Restringida + Cabeza Libre)

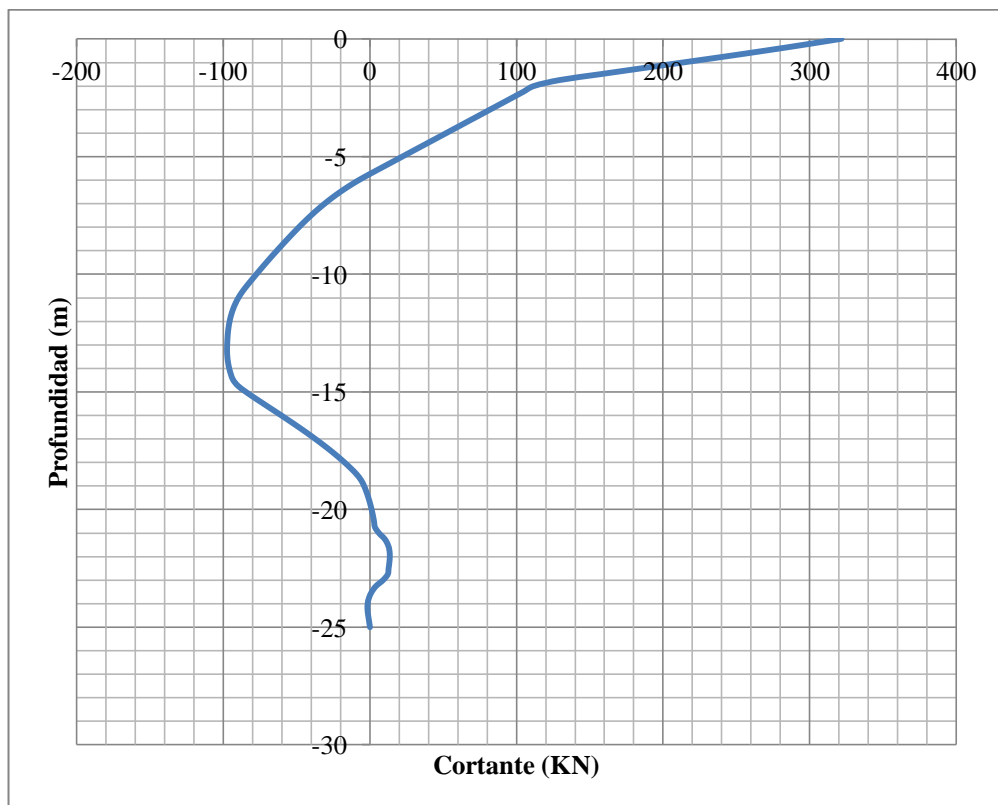


FIGURA 27: Cortante vs Profundidad. Superposición (Cabeza Restringida + Cabeza Libre)

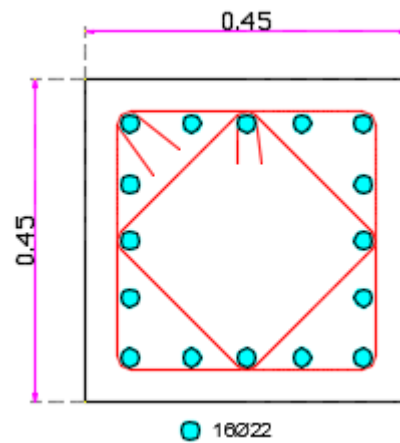
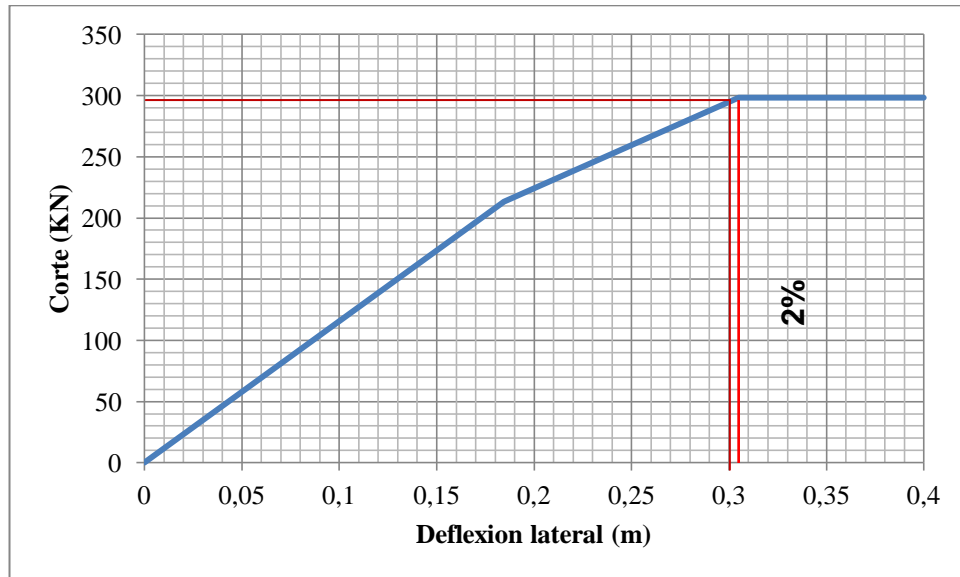
El detalle de los resultados, para todos los 8 casos de análisis se encuentra en el Anexo1.

5.7.2 Resultados obtenidos para los 8 casos de Análisis

A continuación se presentan el resumen de los resultados obtenido en términos de la curva de capacidad del pilote, que relaciona el cortante plástico por pilote vs la deflexión lateral, para todos los 8 casos analizados

Pilotes 45x45 f'c=420 kg/cm² (16φ22) considerando Licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



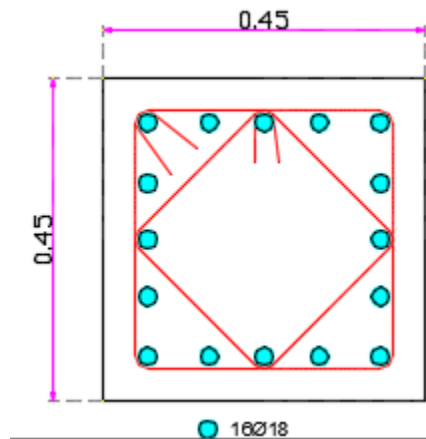
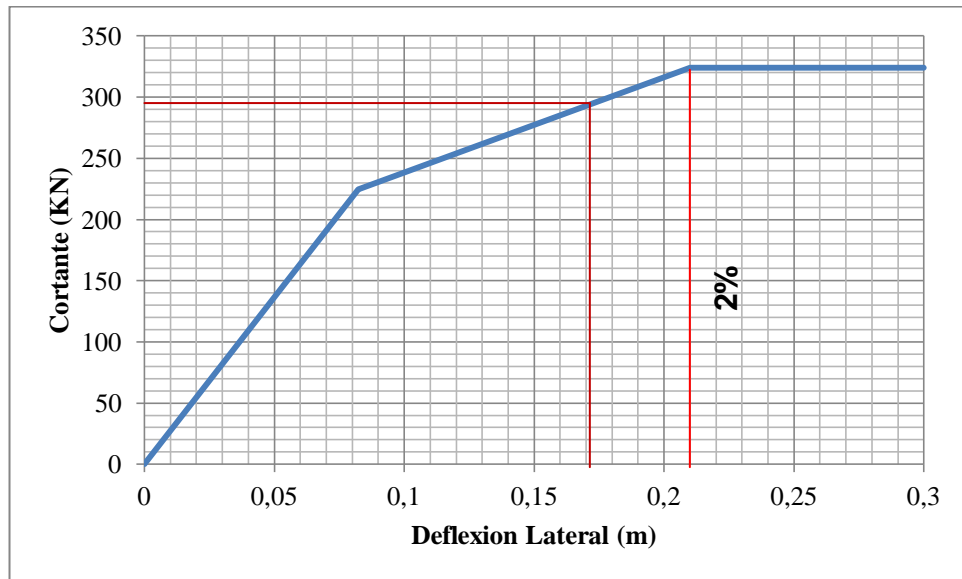
RQV=30 ton= 294 KN

Como se puede observar, la capacidad de pilote se encuentra en su límite, que es de 298 KN. Y la deflexión lateral es de 1.94%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 15.25 metros.

Pilotes 45x45 f'c=420 kg/cm² (16φ18) sin considerar la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



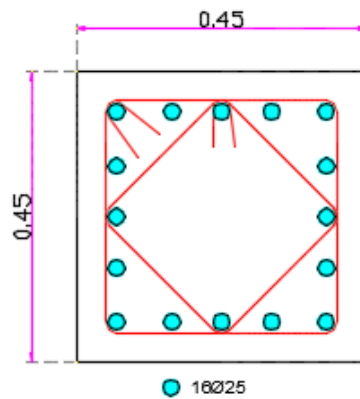
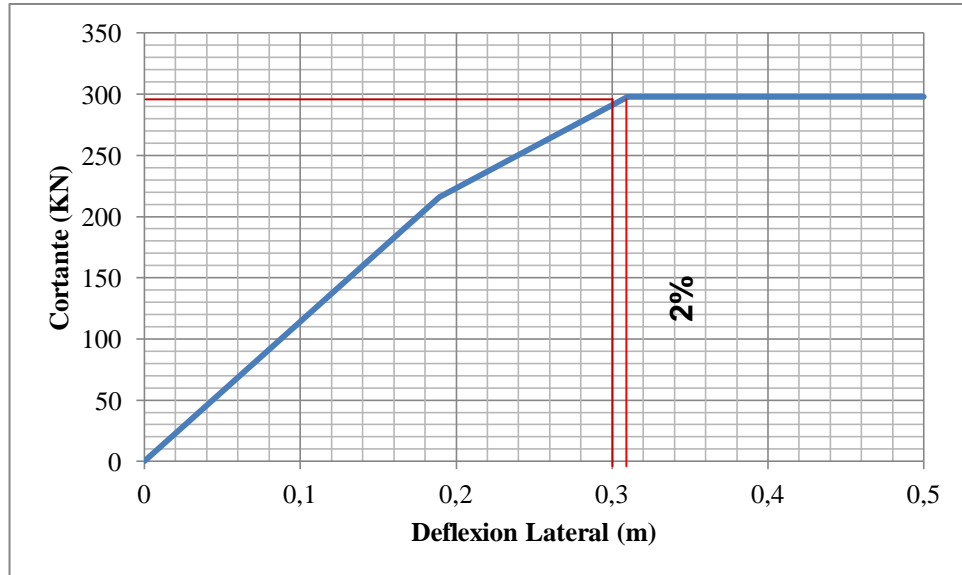
RQV=30 ton= 294 KN

La capacidad de pilote es de 324 KN y la deflexión lateral del 1.63%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 10 metros.

Pilotes 45x45 f'c=350 kg/cm² (16φ25) considerando la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



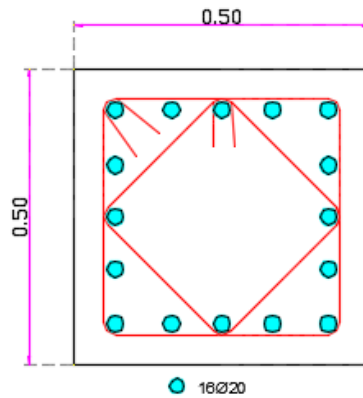
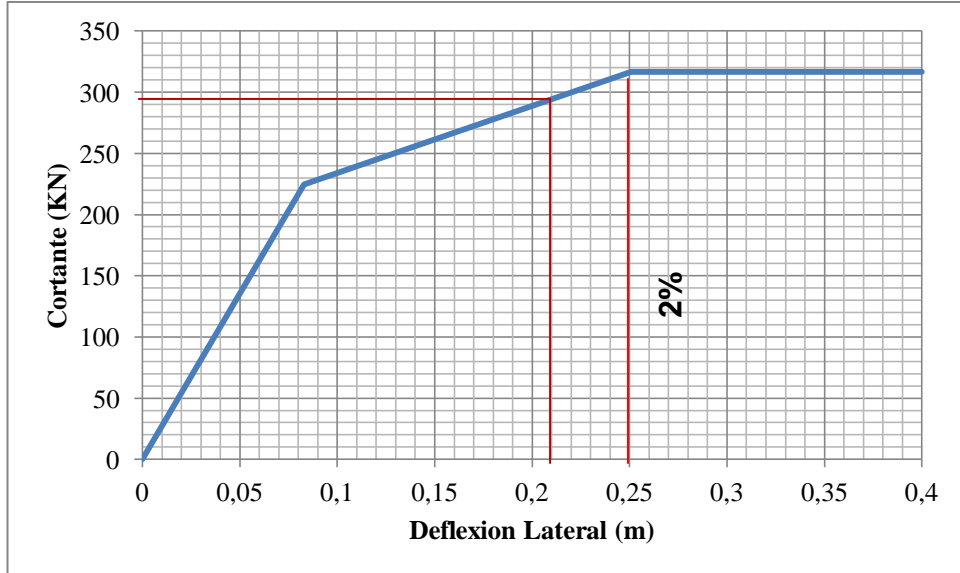
RQV=30 ton= 294 KN

Como se puede observar, la capacidad de pilote se encuentra en su límite, que es de 298 KN. Y la deflexión lateral es de 1.94%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 15.5 metros.

Pilotes 45x45 f'c=350 kg/cm² (16φ20) sin considerar la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



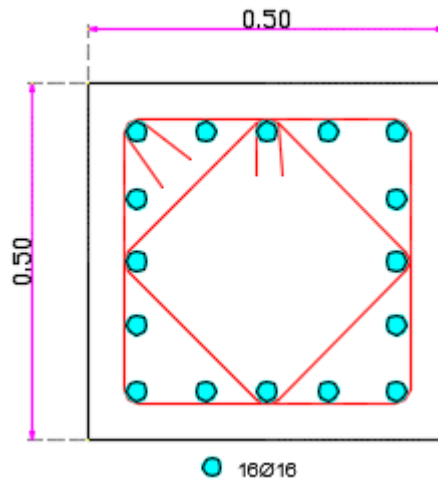
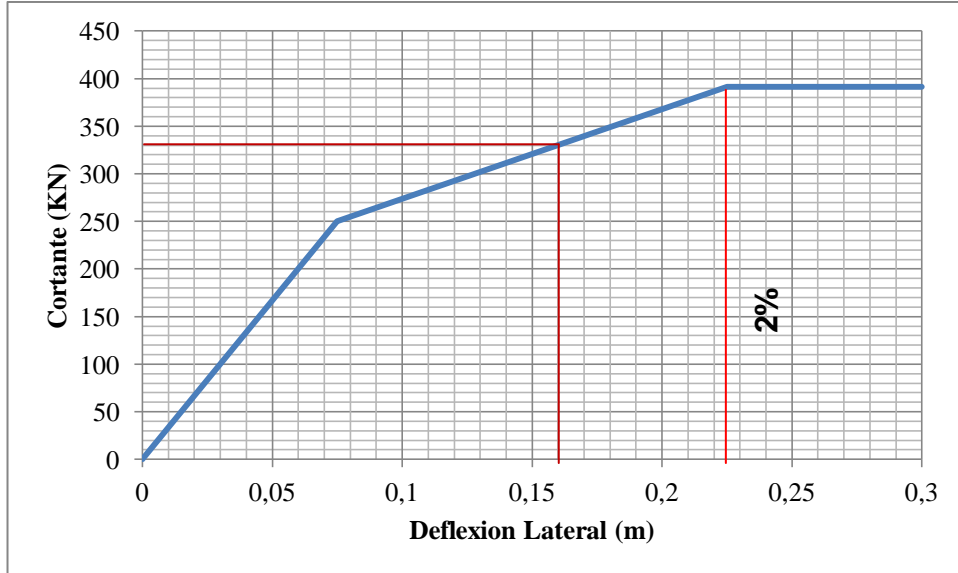
RQV=30 ton= 294 KN

La capacidad de pilote es de 316 KN. Y la deflexión lateral es 1.84%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 10.5 metros.

Pilotes 50x50 f'c=420 kg/cm² (16φ16) sin considerar la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



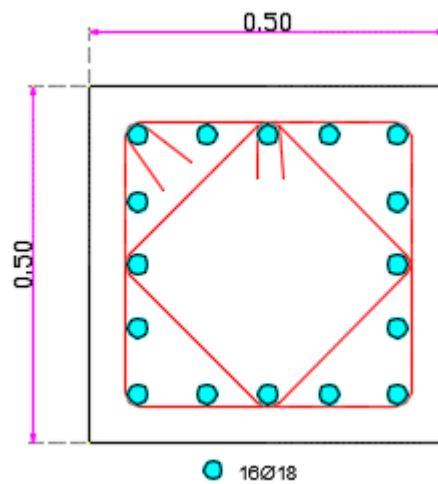
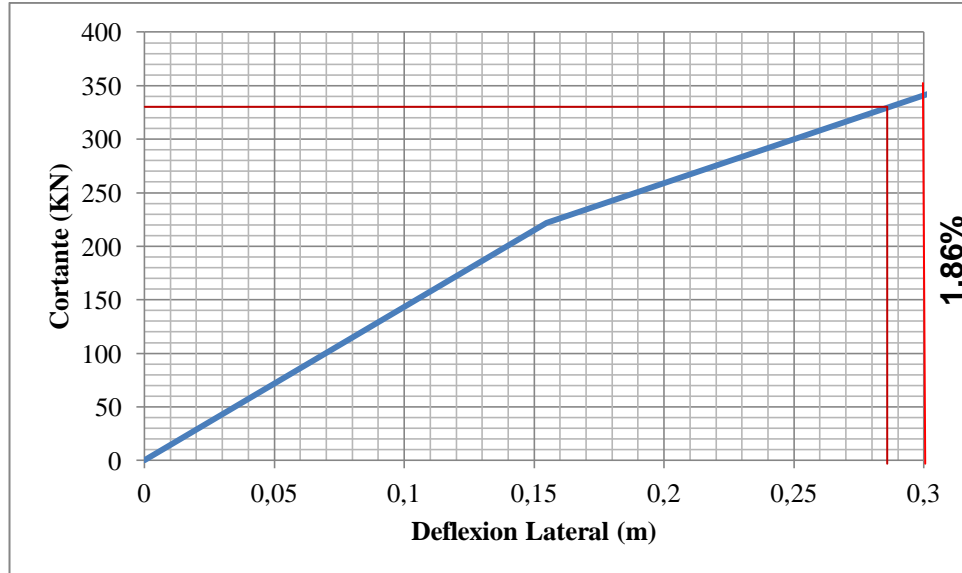
RQV=34 ton= 333 KN

La capacidad de pilote es de 391 KN. Y la deflexión lateral es 1.71%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 11.25 metros.

Pilotes 50x50 f'c=420 kg/cm² (16φ18) considerando la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



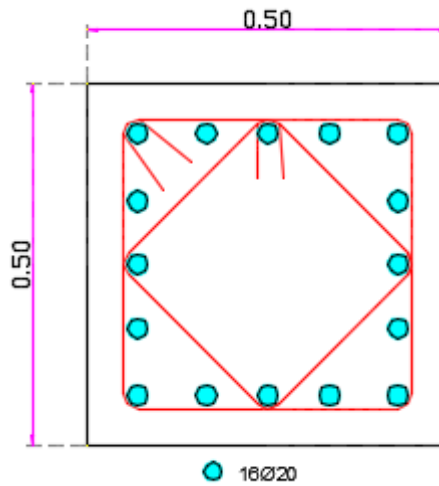
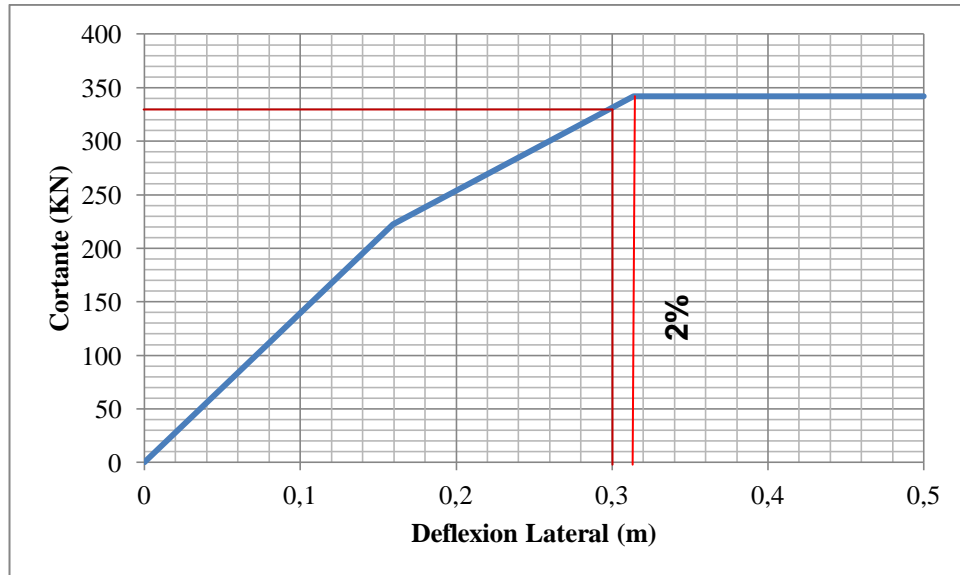
RQV=34 ton= 333 KN

La capacidad de pilote es de 343 KN. Y la deflexión lateral es 1.71%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 16.25 metros.

Pilotes 50x50 f'c=350 kg/cm² (16φ20) considerando la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



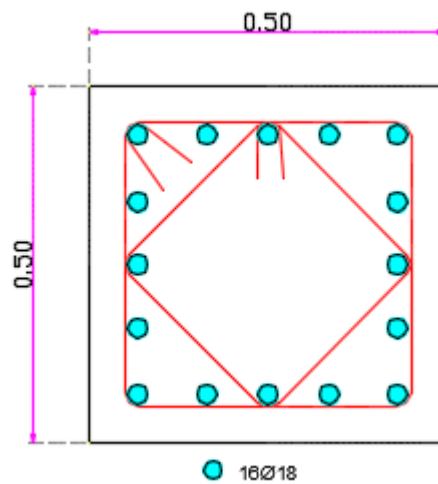
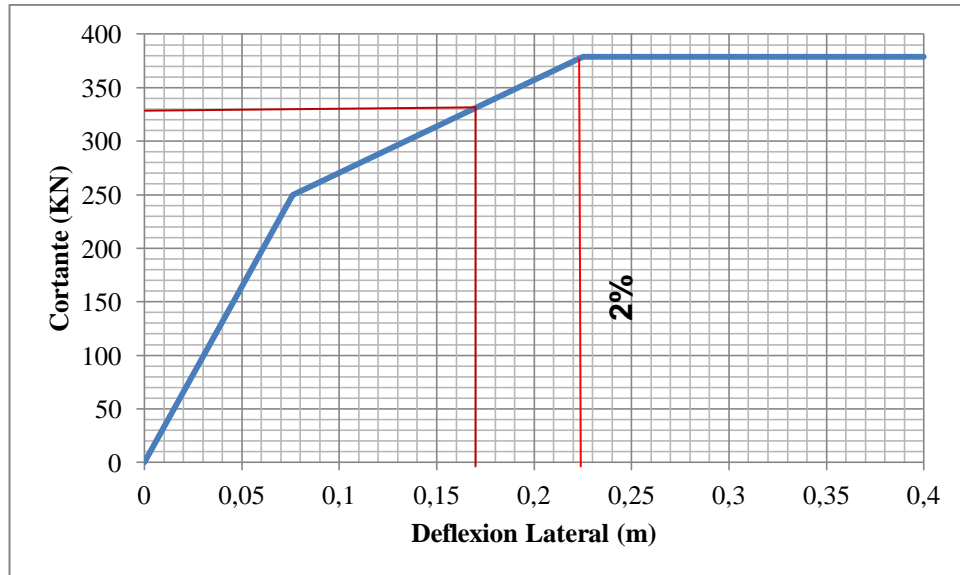
RQV=34 ton= 333 KN

La capacidad de pilote es de 342 KN. Y lateral es 1.90%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 16.00 metros.

Pilotes 50x50 f'c=350 kg/cm² (16φ18) sin considerar la licuación del Suelo

Gráfica Corte vs Deflexión Lateral



RQV=34 ton= 333 KN

La capacidad de pilote es de 378 KN. Y la deflexión lateral es 1.76%

La Profundidad de Empotramiento efectivo se encuentra a 11.25 metros.

5.8 Discusión de Resultados.

Los resultados obtenidos para los 8 casos de análisis verifican que en cada caso el diseño es seguro, al comparar la diferencia entre el cortante actuante en el pilote vs la capacidad del pilote. También se compara la relación entre la deflexión lateral máxima del 2% vs la deformación correspondiente a la carga actuante en el pilote. Los resultados son los siguientes:

	Suelo licuable			
	f'c=420		f'c=350	
	Pilote45x45	Pilote 50x50	Pilote45x45	Pilote 50x50
(1)V plástico pilote requerido (KN)	294	333	294	333
(2)V plástico pilote calculado (KN)	298	343	298	342
(2)/(1)	1,01	1,03	1,01	1,03

Tabla 19: Relación entre el Cortante Resistente vs El Cortante Actuante para suelos licuables

	Suelo licuable			
	f'c=420		f'c=350	
	Pilote45x45	Pilote 50x50	Pilote45x45	Pilote 50x50
(1)deflexión lateral máxima (m)	2,00%	2,00%	2,00%	2,00%
(2)deflexión lateral calculada (m)	1,94%	1,71%	1,94%	1,90%
(1)/(2)	1,03	1,17	1,03	1,05

Tabla 20: Relación entre deflexión máxima vs deflexión existente para suelos licuables

	Suelo no licuable			
	f'c=420		f'c=350	
	Pilote45x45	Pilote 50x50	Pilote45x45	Pilote 50x50
(1)V plástico pilote requerido (KN)	294	333	294	333
(2)V plástico pilote calculado (KN)	324	391	316	378
(2)/(1)	1,10	1,17	1,07	1,14

Tabla 21: Relación entre el Cortante Resistente vs El Cortante Actuante para suelos no licuables

	Suelo no licuable			
	f'c=420		f'c=350	
	Pilote45x45	Pilote 50x50	Pilote45x45	Pilote 50x50
(1)deflexión lateral máxima (m)	2,00%	2,00%	2,00%	2,00%
(2)deflexión lateral calculada (m)	1,63%	1,71%	1,84%	1,76%
(2)/(1)	1,23	1,17	1,09	1,14

Tabla 22: Relación entre deflexión máxima vs deflexión existente para suelos no licuables

Las relaciones obtenidas tanto para cortante y deformaciones, confirman que el diseño es seguro, al ser la relación $\frac{\text{Corte de Capacidad}}{\text{Corte de demanda}} > 1$, pero las relaciones se encuentran cerca del límite; lo que significa que el diseño de la cimentación de ambos casos es controlado por la capacidad lateral de sistema en interacción suelo-pilote y no por la capacidad de carga vertical del suelo.

CAPÍTULO 6: ANÁLISIS DE COSTO

6.1 Análisis de Costo

Para el análisis de costos se realizará un análisis de precios unitarios usando el diseño obtenido para cada tipo de pilote

Para la superestructura se tomará un costo aproximado de 250 dólares por metro cuadrado, también se usará el costo de 350 dólares por metro cuadrado para la construcción de rubros no estructurales (acabados) y para la losa de cimentación se usará un costo unitario de 300 dólares por metro cuadrado.

Se comparará el costo de una cimentación con pilotes en un suelo tipo E con una cimentación en suelo tipo F. La comparación se hará en cimentaciones con pilotes de la misma sección y resistencia del hormigón. Se realizan por lo tanto 4 comparaciones de costos que se listan a continuación.

	Suelo licuable y Suelo no Licuable
Comparación 1	Pilote 45x45 f'c=420kg/cm ²
Comparación 2	Pilote 50x50 f'c=420kg/cm ²
Comparación 3	Pilote 45x45 f'c=350kg/cm ²
Comparación 4	Pilote 50x50 f'c=350kg/cm ²

Tabla 23: Resumen de análisis de Costo

6.2 Análisis de Precio Unitario

A continuación se presentan los análisis de precios unitarios utilizados para calcular los costos objeto de comparación (Suelo Licuable versus Suelo no Licuable).

6.2.1. Precio Unitario Acero

NOMBRE DEL OFERENTE

PROYECTO: TRABAJO DE GRADO JOSE CHANG

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO:

RUBRO: ACERO ESTRUCTURALPILOTE $F_y=4200\text{KG}/\text{CM}^2$

UNIDAD: KG

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C = A \times B$	R	$D = C \times R$
HERRAMIENTA MENOR (5,00%M.O.) (Discos de Corte) Costo y amortizacion de esmeriladora?					0,02
SUBTOTAL M					0,02
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	$C = A \times B$	R	$D = C \times R$
MAESTRO DE OBRA	1,00	3,40	3,40	0,0100	0,03
FIERRERO	1,00	2,95	2,95	0,0100	0,03
ALBAÑIL	1,00	2,95	2,95	0,0100	0,03
PEON	1,00	2,60	2,60	0,0100	0,03
Residentes e Ingenieros					0,03
SUBTOTAL N					0,15
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	$C = A \times B$	
ACERO ESTRUCTURAL $F_y=4200\text{kg}/\text{cm}^2$	KG	1,0000	0,98	0,98	
ALAMBRE NEGRO N°18	KG	0,0200	2,12	0,01	
SUBTOTAL O					0,99
TRANSPORTE					0,20
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	$C = A \times B$	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1,36
INDIRECTOS:				5,00%	0,07
UTILIDADES:				5%	0,07
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					1,499
VALOR OFERTADO:					1,50

6.2.2. Precio Unitario Hormigón 420kg/cm²

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO:

RUBRO: Hormigon en Pilotes (f'c=420kg/cm2)

UNIDAD: M3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5,00%M.O.)					7,52
VIBRADOR	1,00	1,25	1,25	0,0000	0,00
BOMBA DE HORMIGON	1,00	15,50	15,50	0,0000	0,00
equipos de seguridad					2,01
SUBTOTAL M					9,52
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
MAESTRO DE OBRA	1,00	3,40	3,40	1,0890	3,70
CARPINTERO	2,00	2,95	2,95	1,0890	3,21
ALBAÑIL	4,00	2,95	11,80	1,0890	12,85
PEON	8,00	2,60	20,80	1,0880	22,63
Residente de Obra	No se pone aquí	va en el rubro acero			0,00
SUBTOTAL N					55,04
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=420kg/cm2	M3	1,00	153,44	153,44	
Aditivo	M3	1,00	5,27	5,27	
torones	M3	1,0000	8,77	8,77	
plasticos	M3	1,0000	5,92	5,92	
SUBTOTAL O					173,39
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					237,95
INDIRECTOS :				5,00%	11,90
UTILIDADES:				5%	11,90
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					261,746
VALOR OFERTADO:					261,7

6.2.3. Precio Unitario Hormigón 350kg/cm²

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

CODIGO:

RUBRO: Hormigon en Pilotes (f'c=420kg/cm2)

UNIDAD: M3

DETALLE:

EQUIPOS					
DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
HERRAMIENTA MENOR (5,00%M.O.)					7,52
VIBRADOR	1,00	1,25	1,25	0,0000	0,00
BOMBA DE HORMIGON	1,00	15,50	15,50	0,0000	0,00
equipos de seguridad					2,01
SUBTOTAL M					9,52
MANO DE OBRA					
DESCRIPCION	CANTIDAD	JORNAL /HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C = A x B	R	D = C x R
MAESTRO DE OBRA	1,00	3,40	3,40	1,0890	3,70
CARPINTERO	2,00	2,95	2,95	1,0890	3,21
ALBAÑIL	4,00	2,95	11,80	1,0890	12,85
PEON	8,00	2,60	20,80	1,0880	22,63
Residente de Obra	No se pone aquí	va en el rubro acero			0,00
SUBTOTAL N					55,04
MATERIALES					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
		A	B	C = A x B	
HORMIGON PREMEZCLADO f'c=420kg/cm2	M3	1,00	142,24	142,24	
Aditivo	M3	1,00	5,27	5,27	
torones	M3	1,0000	8,77	8,77	
plasticos	M3	1,0000	5,92	5,92	
SUBTOTAL O					162,19
TRANSPORTE					
DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B	C = A x B	
SUBTOTAL P					
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					226,75
INDIRECTOS :					5,00% 11,34
UTILIDADES:					5% 11,34
COSTO TOTAL DEL RUBRO:					249,426
VALOR OFERTADO:					249,4

6.3 Resultados

El pilote tiene una longitud de 27 metros, con una longitud final de 25 m después de 2 m de descabezado. Para el cálculo del acero se utilizó un armado tipo:

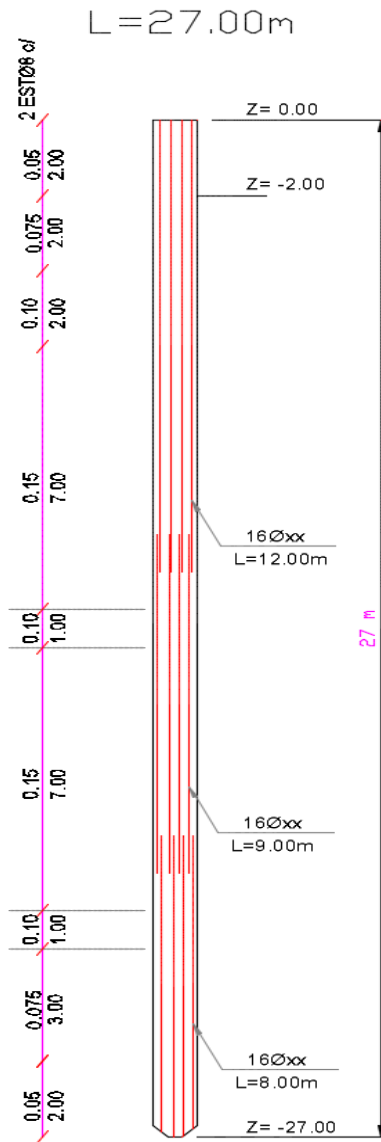


FIGURA 28: Armado tipo de pilote

Nótese que en el armado tipo, la parte superior del pilote es la que requiere la cuantía de acero de diseño $\rho=2\%$ - $\rho=3\%$ dado que en los primeros 12 m de longitud del pilote es donde se forman las rótulas plásticas. En la mitad inferior del pilote se requiere menos acero (cerca de la cuantía de acero mínimo $\rho=1\%$), por cuanto en todos los casos analizados la demanda de

corte y flexión es mínima por debajo de la profundidad de empotramiento efectiva del pilote.

A continuación se presenta el detalle armado de los pilotes en todo su longitud:

Pilote 45x45			
420		350 kg/cm ²	
suelo licuable	suelo no licuable	suelo licuable	suelo no licuable
16φ22 L=12m	16φ18 L=12m	16φ25 L=12m	16φ20 L=12m
16φ20 L=9m	16φ16 L=9m	16φ22 L=9m	16φ18 L=9m
16φ18 L=8m	16φ16 L=8m	16φ20 L=8m	16φ16 L=8m

Tabla 24: Armado de pilotes en todo su longitud. Pilote 45x45cm

Pilote 50x50			
420		350 kg/cm ²	
suelo licuable	suelo no licuable	suelo licuable	suelo no licuable
16φ18 L=12m	16φ16 L=12m	16φ20 L=12m	16φ18 L=12m
16φ16 L=9m	16φ16 L=9m	16φ18 L=9m	16φ16 L=9m
16φ16 L=8m	16φ16 L=8m	16φ16 L=8m	16φ16 L=8m

Tabla 25: Armado de pilotes en todo su longitud. Pilote 50x50cm

A continuación se presenta las tablas comparación de costos de pilotes en suelos licuables y no licuables

Comparación 1.

TIPO DE SUELO	Suelo Licuable	Suelo no Licuable
RESISTENCIA	420	
PILOTE	45	
CUANTÍA	3%	2%
PILOTE HORMIGÓN (\$)	163144,90	163144,90
PILOTE ACERO (\$)	261054,76	197623,33
SUPERESTRUCTURA (\$)	3335000,00	3335000,00
CIMENTACIÓN (\$)	450000,00	450000,00
ACABADOS (\$)	4669000,00	4669000,00
TOTAL (dólares)	8878199,66	8814768,23

Se compara la relación $\frac{\text{Suelo Licuable} - \text{Suelo no Licuable}}{\text{Suelo no Licuable}}$

Pilotes= 18%

Pilotes + Cimentación = 8%

Pilotes + Cimentación + Superestructura = 1.5%

Pilotes + Cimentación + Superestructura + Acabados = 0.7%

Comparación 2.

TIPO DE SUELO	Suelo Licuable	Suelo no Licuable
RESISTENCIA	420	
PILOTE	50	
CUANTÍA	1,6%	1,3%
PILOTE HORMIGÓN (\$)	174150,46	174150,46
PILOTE ACERO (\$)	180205,24	167867,32
SUPERESTRUCTURA (\$)	3335000,00	3335000,00
CIMENTACIÓN (\$)	450000,00	450000,00
ACABADOS (\$)	4669000,00	4669000,00
TOTAL (dólares)	8808355,70	8796017,78

Se compara la relación $\frac{\text{Suelo Licuable} - \text{Suelo no Licuable}}{\text{Suelo no Licuable}}$

Pilotes= 4%

Pilotes + Cimentación = 2%

Pilotes + Cimentación + Superestructura = 0.3%

Pilotes + Cimentación + Superestructura + Acabados = 0.1%

Comparación 3.

TIPO DE SUELO	Suelo Licuable	Suelo no Licuable
RESISTENCIA	350	
PILOTE	45	
CUANTÍA	3,9%	2,5%
PILOTE HORMIGÓN (\$)	155465,90	155465,90
PILOTE ACERO (\$)	312584,58	223330,79
SUPERESTRUCTURA (\$)	3335000,00	3335000,00
CIMENTACIÓN (\$)	450000,00	450000,00
ACABADOS (\$)	4669000,00	4669000,00
TOTAL (dólares)	8922050,48	8832796,69

Se compara la relación $\frac{\text{Suelo Licuable} - \text{Suelo no Licuable}}{\text{Suelo no Licuable}}$

Pilotes= 24%

Pilotes + Cimentación = 11%

Pilotes + Cimentación + Superestructura = 2.1%

Pilotes + Cimentación + Superestructura + Acabados = 1%

Comparación 4.

TIPO DE SUELO	Suelo Licuable	Suelo no Licuable
RESISTENCIA	350	
PILOTE	50	
CUANTÍA	2,0%	1,6%
PILOTE HORMIGON (\$)	165668,14	165668,14
PILOTE ACERO (\$)	203206,64	180205,24
SUPERESTRUCTURA (\$)	3335000,00	3335000,00
CIMENTACION (\$)	450000,00	450000,00
ACABADOS (\$)	4669000,00	4669000,00
TOTAL (dólares)	8822874,78	8799873,38

Se compara la relación $\frac{\text{Suelo Licuable} - \text{Suelo no Licuable}}{\text{Suelo no Licuable}}$

Pilotes= 7%

Pilotes + Cimentación= 3%

Pilotes + Cimentación + Superestructura= 0.6%

Pilotes + Cimentación + Superestructura + Acabados= 0.3%

CAPÍTULO 7: EXCLUSIONES Y LIMITES

7.1 Limitaciones

7.1.1 Uso de Sección Agrietada

En el análisis de capacidad lateral sísmica no se contempla el agrietamiento del pilote, se considera que se encuentra trabajando con secciones elásticas no-agrietadas. Esto implica que durante el análisis se obtuvo desplazamientos menores a los que se obtendrían usando la inercia agrietada del pilote.

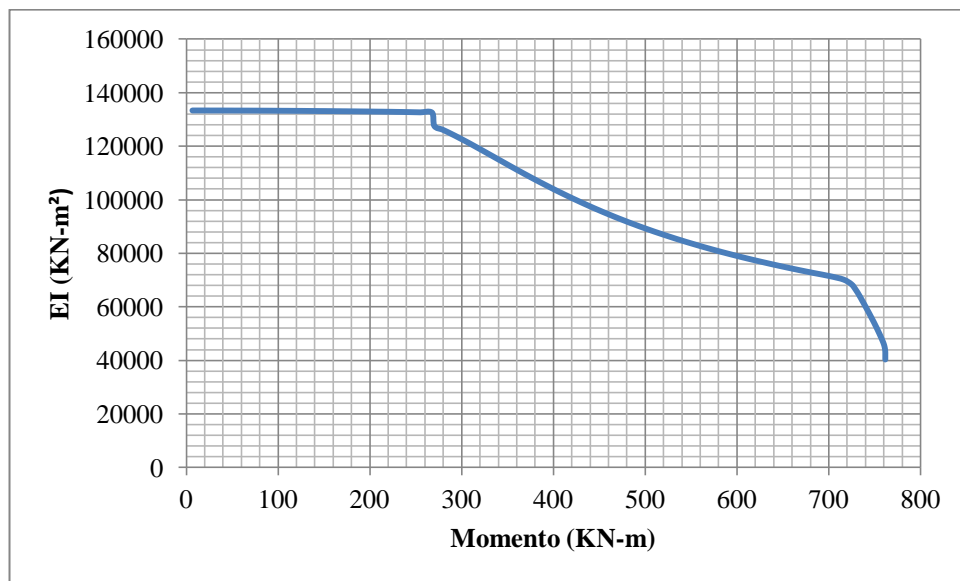


FIGURA 29: Momento vs EI

Como se puede observar en la Figura 28 para momentos menores a 260 KN-m, se tienen valores de $EI=130000\text{KN-m}^2$; mientras que, para momentos mayores a 750 KN-m, a partir de la formación de las rotulas plásticas, se tiene un $EI=46000\text{KN-m}^2$.

$$\text{Siendo } EI_{cr} = \frac{46000}{130000} = 35\% EI_y$$

Entre la inercia no agrietada y la totalmente agrietada a la cedencia del acero, se calcula la inercia promedio; aplicable a toda la longitud del pilote comprendida entre las rotulas plásticas.

$$\overline{EI} = \frac{100\% + 35\%}{2} = 67.5\% \approx 70\%$$

A continuación se muestran los resultados de un análisis de sensibilidad usando LPILE, usando las siguientes consideraciones:

Se modeló el comportamiento de un pilote de 40cm de profundidad y 45cm de ancho. Al mantener los 45 cm de ancho, no existirá variación en la presión que ejerce el suelo sobre el pilote, y al modificar la profundidad la selección del pilote modela la inercia promedio de 70%.

Siendo la Inercia de un pilote de 45x45 cm:

$$I_g = \frac{45^4}{12} = 34.17 \text{ m}^4$$

Y para un pilote de 0.40x0.45 cm:

$$I_g' = \frac{40^3 \times 45}{12} = 24 \text{ m}^4$$

$$I_g' = 0.70 I_g$$

Para modelar que la resistencia del pilote de 45cmx40cm resulta equivalente a la del pilote de 45cmx45cm, se aumenta la cuantía de acero de 3% a 4.7% homologando así capacidades para ambos pilotes.

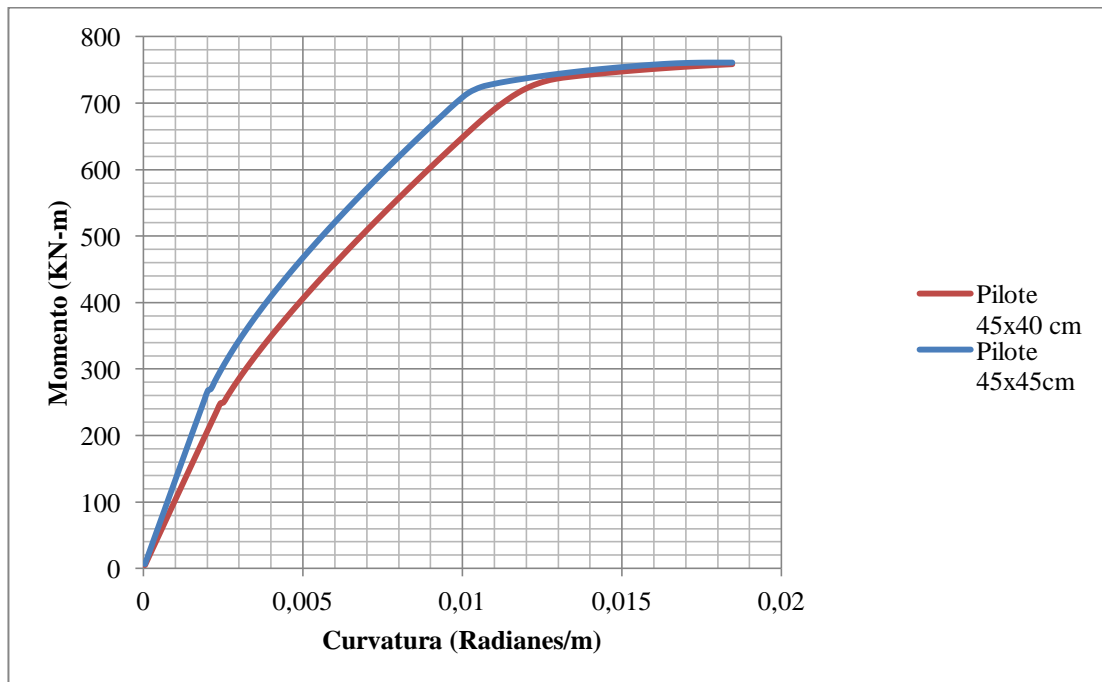


FIGURA 30: Pilote 40x45cm v Pilote 45x45 cm. Momento vs Curvatura

Se comparan las curvas de capacidad de carga y se observa que por el incremento de las derivas horizontales, al considerar el agrietamiento del pilote, la capacidad cortante de diseño plástico del pilote se ve disminuida en un 10%.

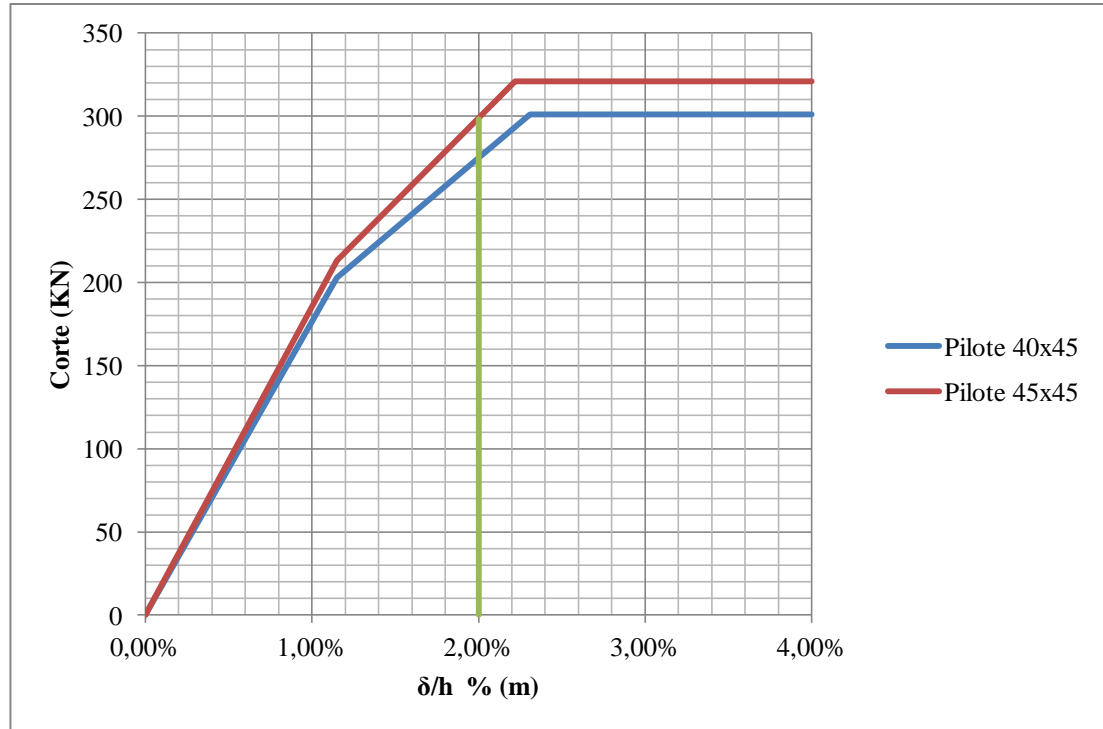


FIGURA 31: Pilote de 40x45cm y 45x45cm. Cortante vs δ/h %

El pilote agrietado (modelo 40x45 cm) falla por deflexiones laterales antes de formar el mecanismo de falla por flexión.

Al no tomaren cuenta la inercia agrietada se habría subestimado la capacidad de diseño plástico de pilote en 10 % y calculado deformaciones para un pilote sin agrietamiento 6 % menores a las correspondientes al pilote agrietado.

7.1.2 Modelo Inercial versus Cinemático

En la Norma Nec-15 y las investigaciones de Boulanger (2003), se propone que exista una combinación de los efectos inerciales y los cinemáticas. En este Trabajo de Grado se tomaron en cuenta los efectos inerciales al 100% y no se tomaron en cuenta los efectos cinemáticos.

Los efectos inerciales se originan en la aplicación del corte horizontal V; mientras que los efectos cinemáticos se originan en los desplazamientos horizontales del suelo, los que dependerán de su respuesta dinámica propia. El Modelo Cinemático es ignorado debido a el comportamiento del perfil de suelo analizado está caracterizado por licuación con movilidad cíclica (licuación fluida no ocurre); por lo tanto, el terreno no estará expuesto a distorsiones angulares de tipo diferencial que modifiquen significativamente los esfuerzos internos en el pilote; tampoco el pilote estará controlado por un mecanismo de falla de corte sin ductilidad.

En los suelos blandos de gran profundidad ($h > 10\text{m}$) la deformada del suelo en su primer modo presenta pendientes uniformes y sin distorsiones angulares concentradas a lo largo del fuste del pilote. (Torres, 2011). Este comportamiento también se puede observar en el perfil de suelo analizado que posee estratos licuables potentes. (11 metros de suelo licuables fueron considerados en este Trabajo de Grado)

Cuando no existe distorsiones angulares concentradas (originadas en cambios bruscos de rigidez o impedancia del suelo), los efectos cinemáticos son pequeños en relación a los efectos inerciales.

7.1.3 Efecto Sombra

Según investigaciones sobre el comportamiento de pilotes a cargas laterales (Kyle M. Rollins, 2012), durante un sismo el comportamiento del pilote aislado se verá afectado por el comportamiento del grupo de pilotes, este comportamiento es conocido como el efecto sombra.

La resistencia por acción de grupo será reducida por un factor "p" que depende de la ubicación del pilote y del espaciamiento entre pilotes. Esta condición no modifica la capacidad de carga lateral del pilote aislado para espaciamientos entre pilotes mayores a 6.5 veces el diámetro del primer pilote en la fila, y 7 a 8 veces el diámetro del pilote para los pilotes que se encuentran posterior al primer pilote de la fila. En este Trabajo de Grado el espaciamiento de los pilotes es mayor a 8 veces su ancho por lo que el efecto sombra no altera los resultados obtenidos para el análisis de pilotes aislados.

7.1.4 Efecto Interacción Suelo-Superestructura

Según la secciones (12.8.1.2), (12.9.7), (19.2.1) del ASCE 7-10, debido a la interacción suelo estructura, el cortante de diseño estático V puede ser reducido según esta norma hasta en un 30% como máximo debido a la interacción suelo-superestructura al nivel de la cimentación (efecto Rocking-Motion o de cabeceo de la cimentación).

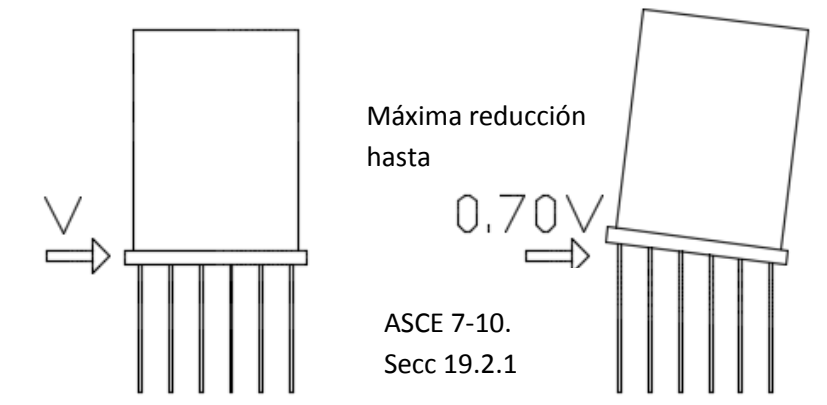


FIGURA 32: Efecto Interacción Suelo- Superestructura. Cabeceo de la Cimentación

Durante un sismo la cimentación puede rotar como cuerpo rígido y con esto amortiguar energía por lo que cuando se considera la interacción que existe entre el suelo y la superestructura, la cimentación puede recibir un cortante basal menor al cortante V . Conservadoramente, en este Trabajo de Grado se uso el 100% del cortante basal V .

7.2 Exclusiones

- No se estudia la respuesta dinámica del suelo
- No se estudia el comportamiento de pilotes cortos que fallan por cortante. El estudio está orientado al comportamiento de pilotes con falla dúctil controlado por flexión; mismo que se produce en estratos potentes de suelo de muy baja resistencia (muy blandos con o sin licuación de suelo).
- no se estudian pilotes controlados por efectos de la deformación cinemática del suelo; cual seria el caso de suelo que colapsan (licuación fluida por ejemplo) produciendo grandes cambios en los esfuerzos y deformaciones

CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

El diseño de los pilotes depende de las cargas, tipo de suelo y condiciones de borde; entre otras variables que determinan el tipo, dimensión, longitud y número de pilotes requerido y los costos asociados.

La investigación realizada en este Trabajo de Grado; a pesar de que no describe sitio o proyecto en particular, es característica de las condiciones de suelos y proyectos encontrados con regular frecuencia en el sector de la Puntilla de Samborondón. Las conclusiones obtenidas en este Trabajo de Grado son por lo tanto reproducibles en suelos licuables del Tipo F o y no licuables del Tipo E donde se encuentran estratos potentes de suelos licuables y suelos muy blandos de muy baja resistencia a cargas laterales.

En todos los casos, los diseños estructurales propuestos para los pilotes satisfacen los requerimientos de la norma NEC-15 en lo relativo a los requerimientos de Seguridad de Vida, mecanismo de falla dúctil controlado por flexión y control de derivas o deflexiones laterales dentro del límite permisible (2%).

La primera conclusión obtenida en este Trabajo de Grado, es que el diseño sísmico de los pilotes está controlado por la Capacidad de Carga Lateral del sistema en interacción suelo-pilote y no está gobernado por la Capacidad de Carga Vertical del suelo. Esta conclusión es aplicable tanto al perfil de suelo Tipo E (no susceptible de licuación) como al perfil de suelo Tipo F (susceptible de licuación con movilidad cíclica). La contribución del suelo a la resistencia a cargas laterales dentro del sistema en interacción suelo-pilote es menor para el caso de suelos licuables que para el caso de suelos no licuables. Esto se traduce diseños que usan cuantías de acero de refuerzo más altas para los pilotes dentro de suelos del Tipo F que las cuantías de acero requeridas para los pilotes dentro de suelos del Tipo E.

La segunda conclusión es que el análisis de carga incremental tipo pushover aplicado al sistema en interacción suelo-pilote para calcular el corte horizontal de Capacidad Plástica en un pilote produce resultados satisfactorios y seguros que pueden utilizarse para el diseño sísmico del grupo de pilotes. Algunas limitaciones propias de las simplificaciones introducidas en el modelamiento matemático producen aproximaciones que se compensan entre sí; teniéndose como resultado diseños estructurales representativos del comportamiento sísmico complejo del grupo de pilotes. Así, al haberse adoptado el criterio conservador de usar el 100% del Cortante Basal de Diseño de la Norma NEC-15 (ignorando los efectos de cabeceo o rocking motion de la cimentación), otros efectos también ignorados (uso de inercias agrietadas, efecto sombra y efecto cinemático originado en las deformaciones horizontales del suelo) que pueden reducir la Capacidad Plástica del grupo de pilotes, resultan en balance con el conservadorismo inicialmente adoptado.

La tercera conclusión aportada por el análisis de costos es que los diseños estructurales propuestos para los pilotes para satisfacer NEC-15 en el caso de cimentaciones dentro de suelos licuables (Tipo F) incrementan en menos del 1% el costo de una edificación proyectada dentro de un suelo no-licuable (Tipo E) con idénticas características de resistencia a cargas verticales. La variación de costos entre los dos tipos de cimentaciones es solo apreciable si se comparan los costos de los pilotes de 45 cm x 45 cm aisladamente. El uso de una losa de cimentación y de un arreglo cuadrado de pilotes en estos tipos de suelos, favorece el uso de pilotes de 50x50 como una opción más económica que el uso de pilotes de 45 cm x 45 cm.

8.2 Recomendaciones

Debido a que este trabajo estudia el comportamiento de una cimentación profunda de pilotes dentro de estratos potentes muy blandos y susceptibles de licuación (11 metros de suelos licuables) con modo de falla dúctil controlado por flexión, se recomienda realizar el análisis de las cimentaciones sobre pilotes cortos dentro de estratos susceptibles a licuación de escasa potencia (3 metros o menos) y controlados por un mecanismo de falla frágil por cortante.

Adicionalmente se recomienda en el futuro estudiar el comportamiento dinámico de las cimentaciones profundas de pilotes utilizando métodos de análisis historia-tiempo.

BIBLIOGRAFÍA

- Geotechdata.info*. (14 de Diciembre de 2013). Obtenido de <http://www.geotechdata.info/parameter/angle-of-friction.html>
- Geotechdata.info*. (31 de Octubre de 2014). Obtenido de <http://www.geotechdata.info/parameter/cohesion.html>
- Jennifer L. Donahue, J. D. (Noviembre de 2007). THE LIQUEFACTION SUSCEPTIBILITY, RESISTANCE, AND RESPONSE OF SILTY AND CLAYEY SOILS.
- Kramer, S. L. (2008). EVALUATION OF LIQUEFACTION HAZARDS.
- P.Coduto, D. (2001). *Foundation Design Principles and Practices* (Segunda Edición ed.).
- Rauch, A. F. (1997). An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes.
- Raymond B. Seed, M. (2004). Standard Penetration Test-Based Probabilistic and Deterministic Assessment of Seismic Soil Liquefaction Potential.
- Rollins, K. M. (2006). Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Ross W. Boulanger, M., & and I. M. Idriss, M. (2006). Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays.
- Sancio, J. D. (2006). Assessment of the liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Seed. (2003). BERKELEY RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK.
- Torres, J. (2011). "INVESTIGACION DE LOS EFECTOS DE EMBELTEZ EN PILOTES LARGOS HINCADOS EN SUELOS BLANDOS POTENTES CON MOVIMIENTO DE CAPO LIBRE".
- University of Washington Department of Civil Engineering. (2000). Obtenido de <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/why/why2.html>

ANEXO 1: TABLA DE RESUMEN

Sección 45x45 cm. Sin Licuación de Suelo

Número de pilotes=114

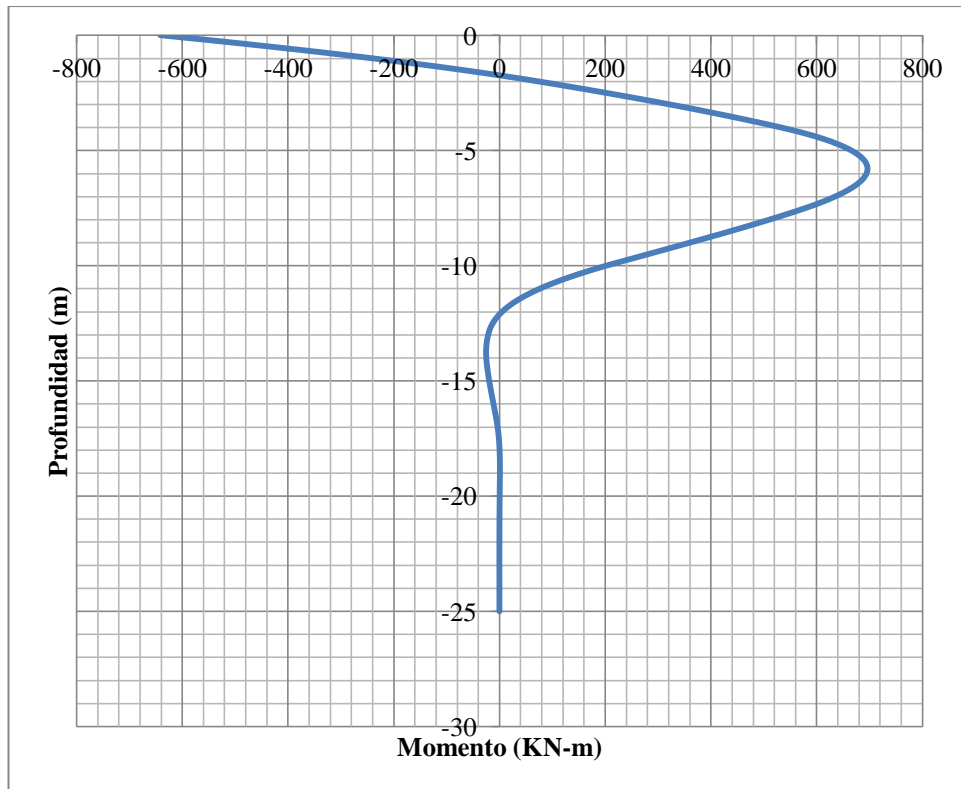
$f'_c=420\text{kg/cm}^2$

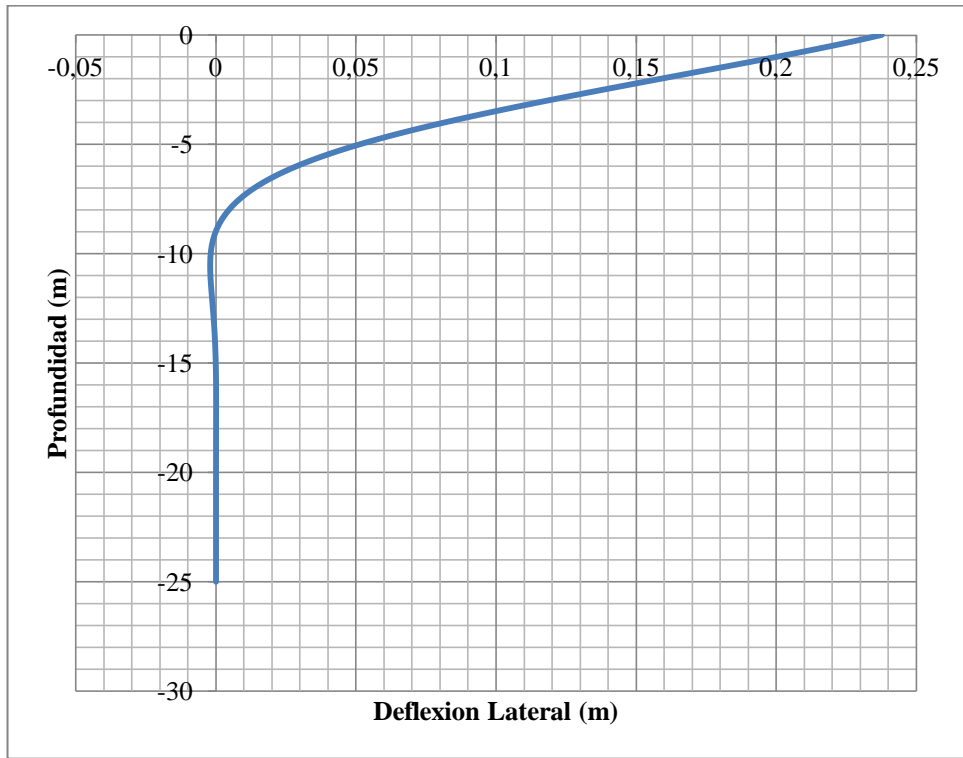
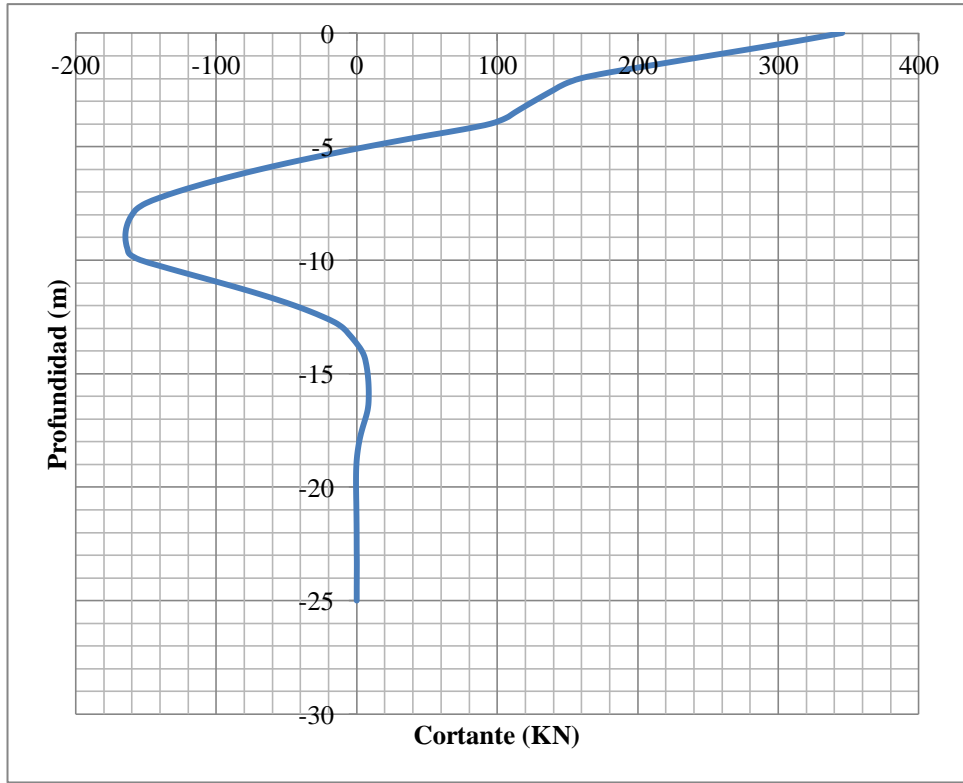
$\rho=2\%$

$P+\Delta P=272.75\text{ Ton}$

RQV por pilote= 30Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 45x45 cm. Con Licuación de Suel

Número de pilotes=114

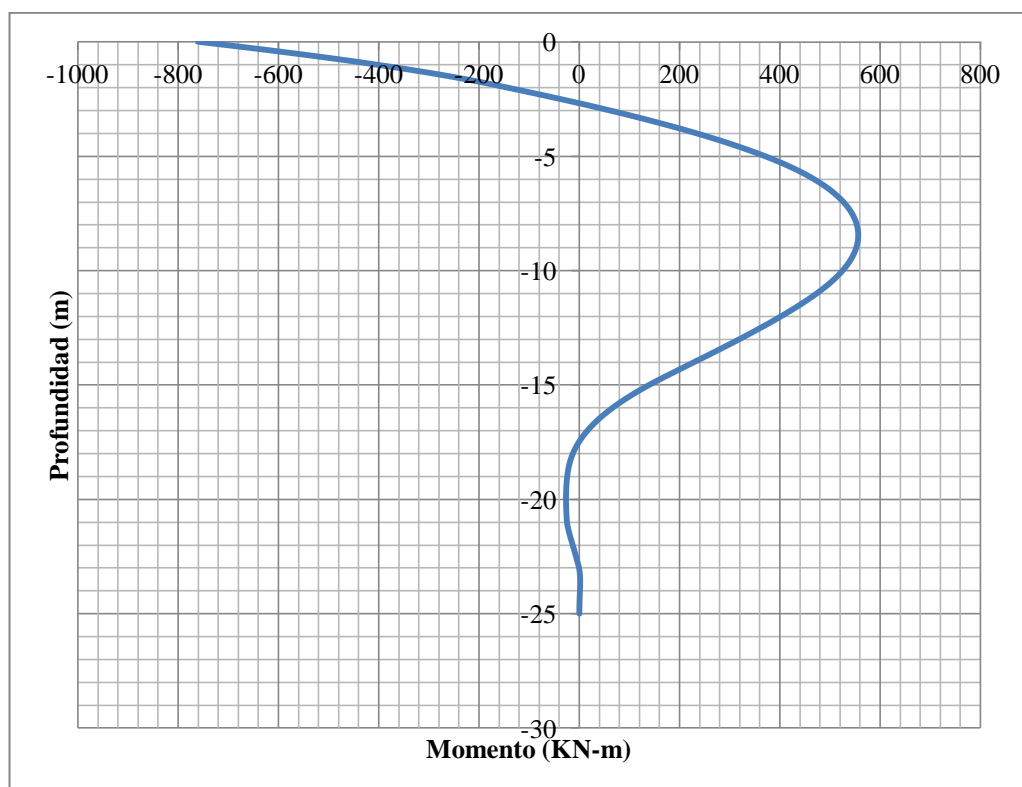
$f'c=420\text{kg/cm}^2$

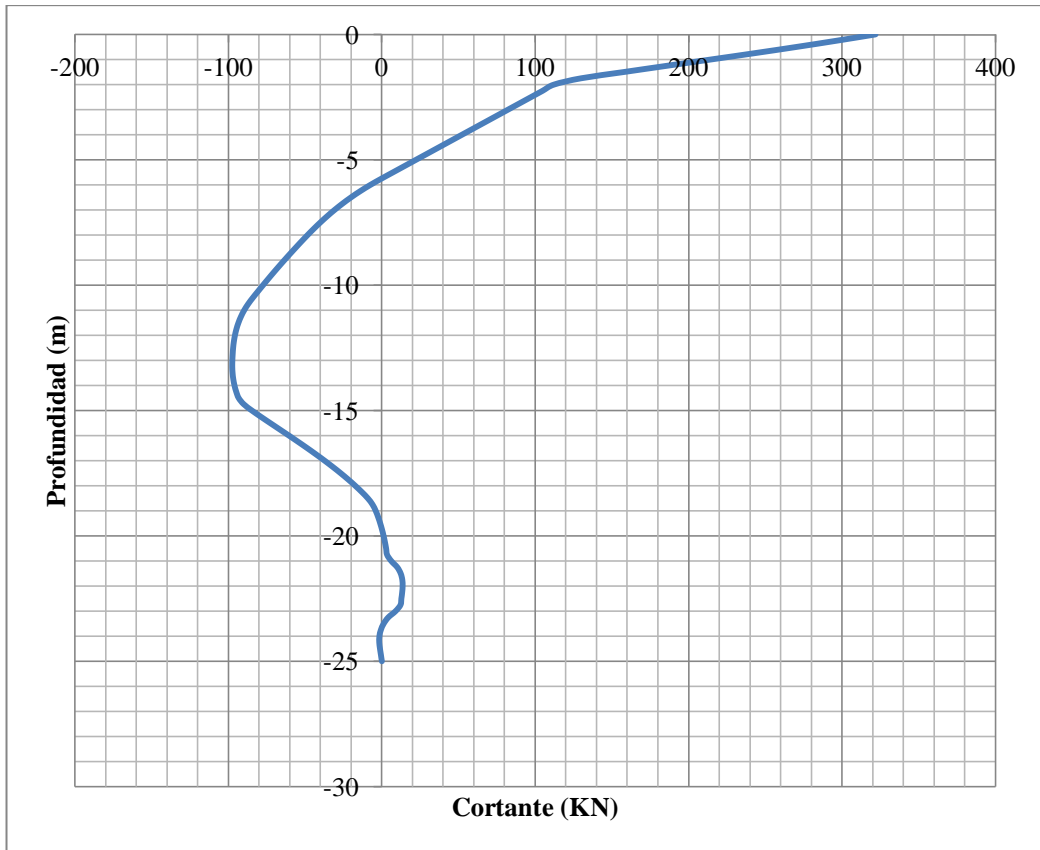
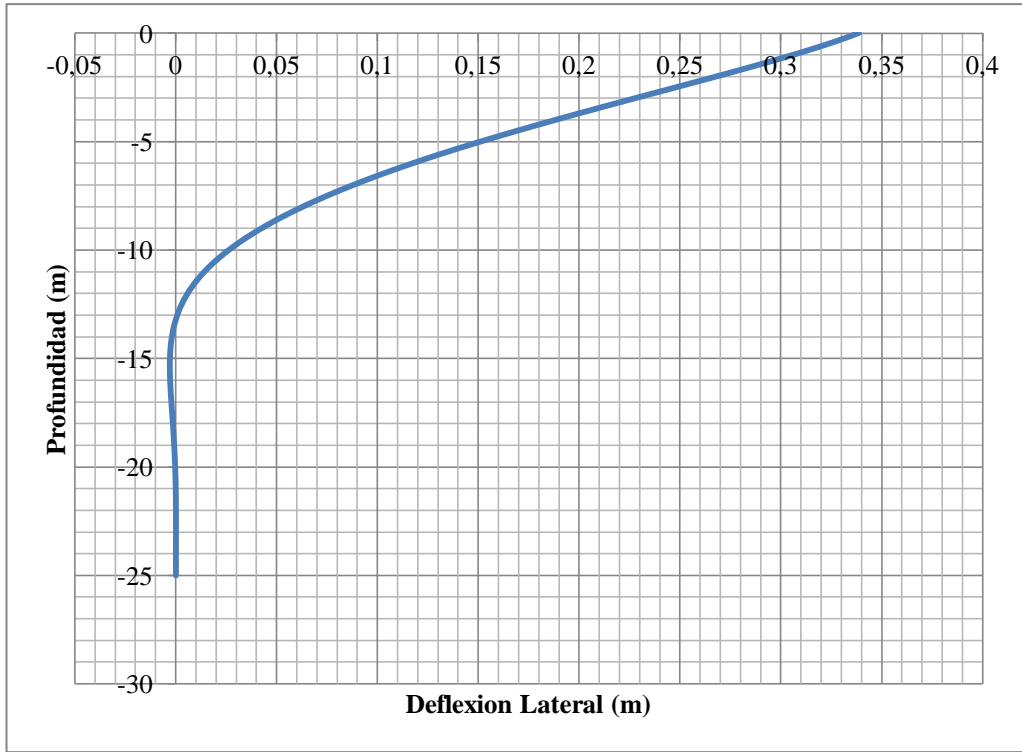
$\rho=3\%$

$P+\Delta P=313.7\text{ Ton}$

RQV por pilote= 30Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 45x45 cm. Considerando Licuación de Suelo

Número de pilotes=114

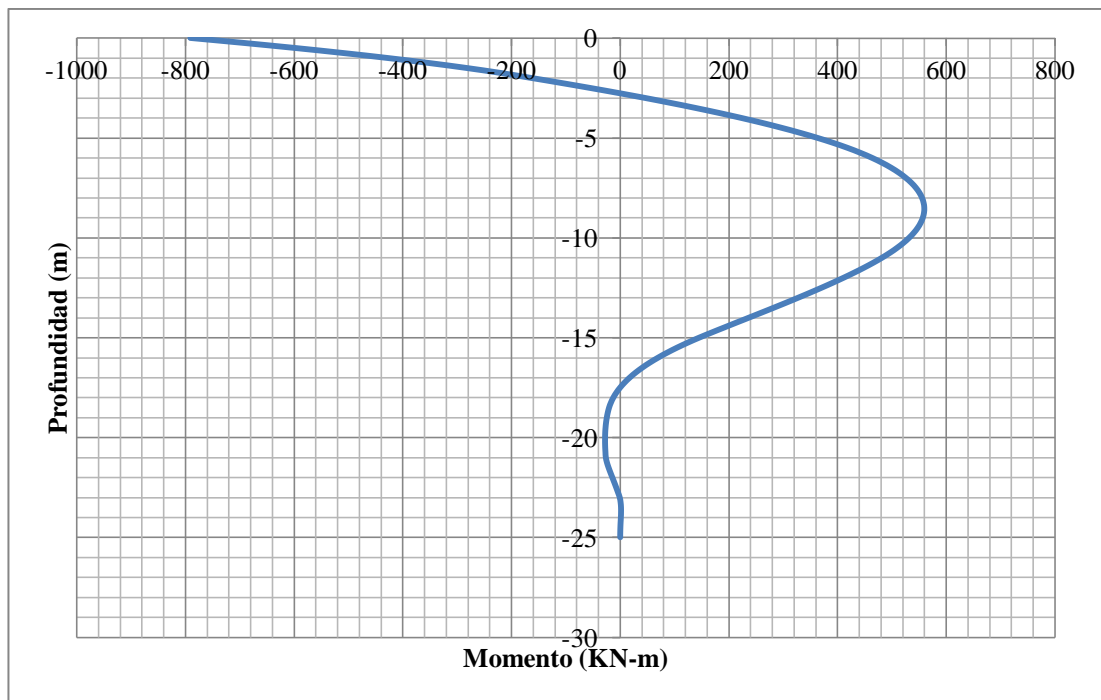
$f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

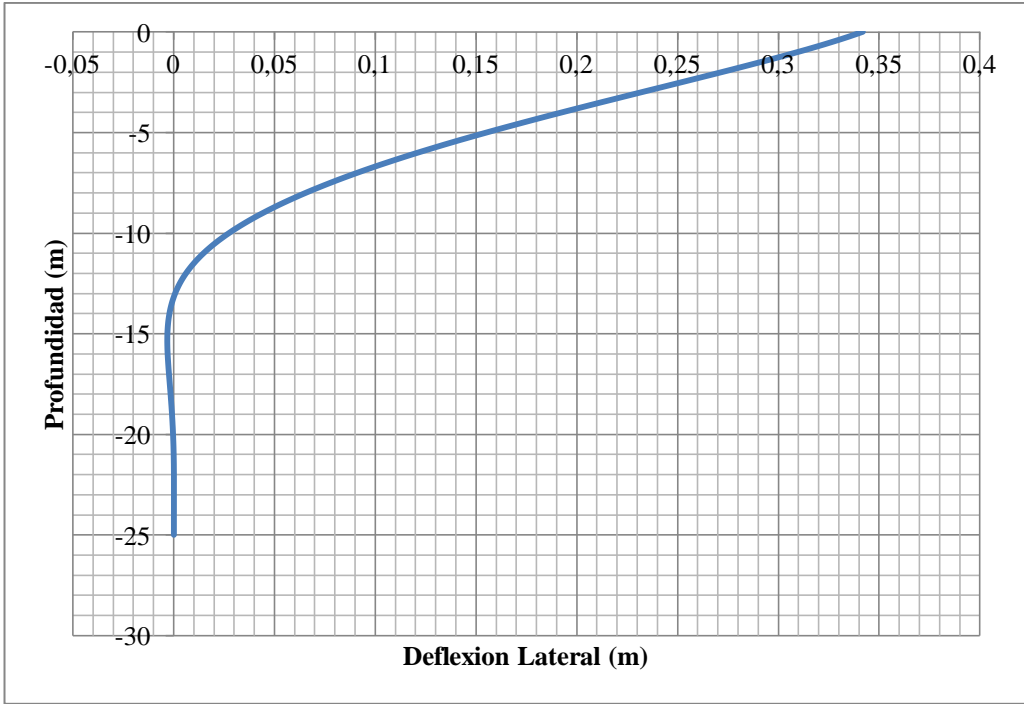
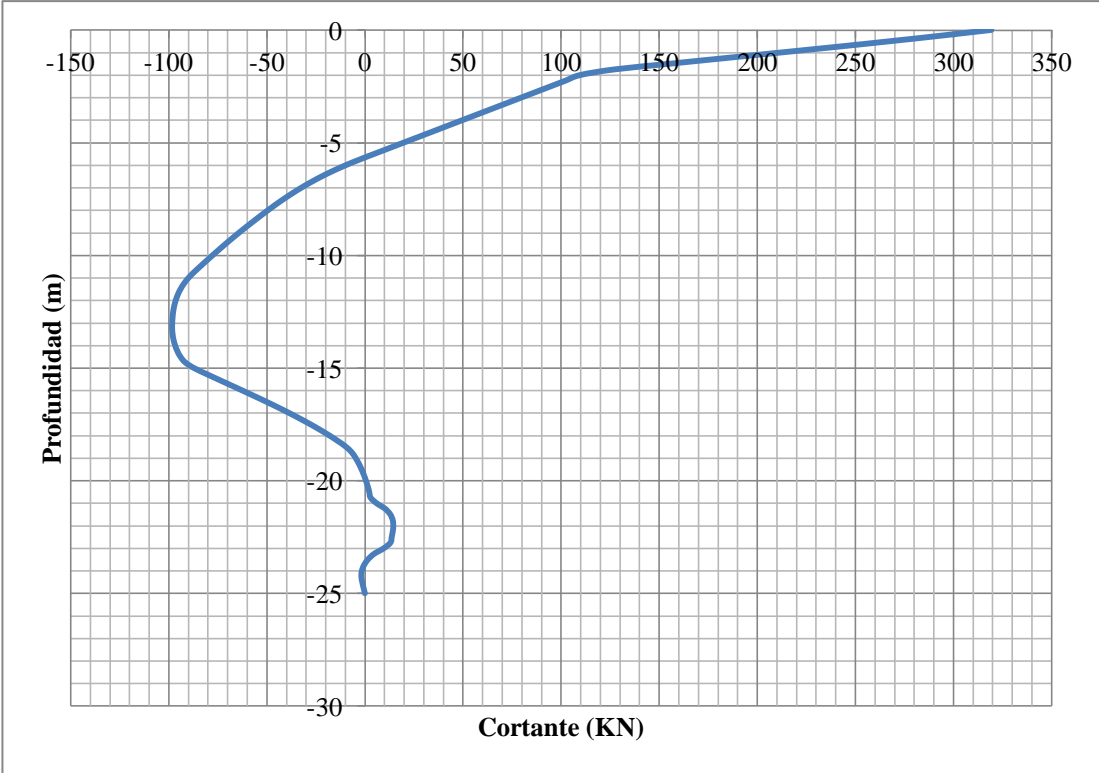
$\rho=3.9\%$

$P+\Delta P=313.7 \text{ Ton}$

RQV por pilote= 30Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 45x45 cm. Sin Licuación de Suelo

Número de pilotes=114

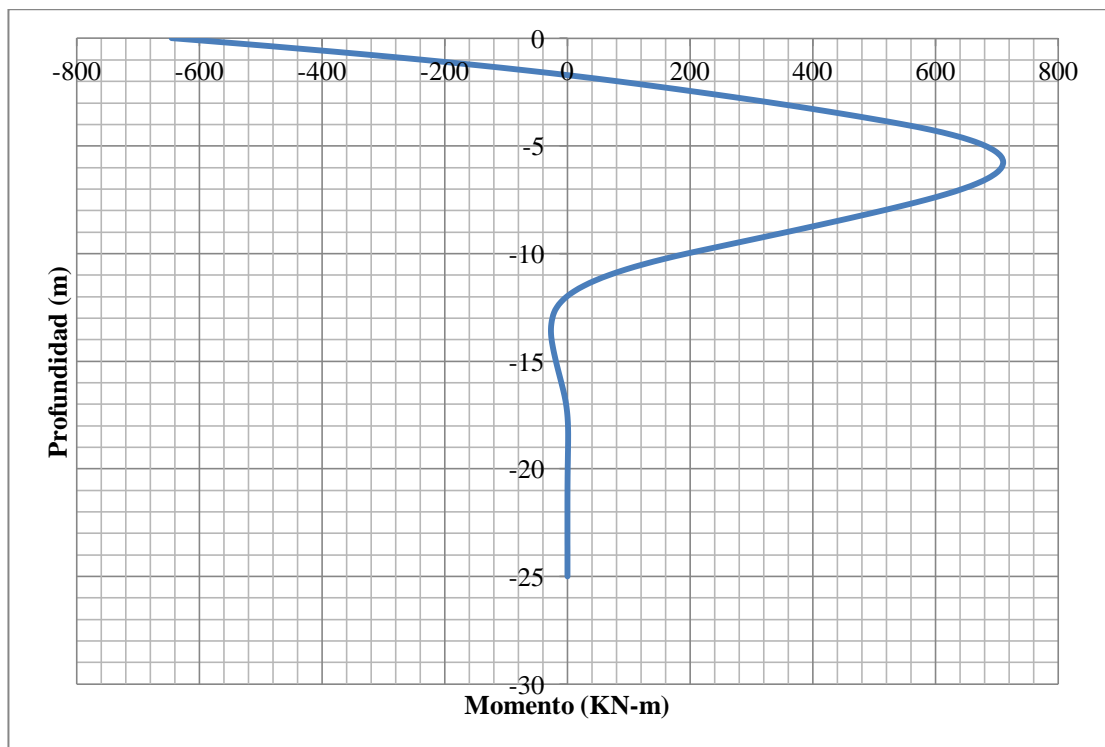
$f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

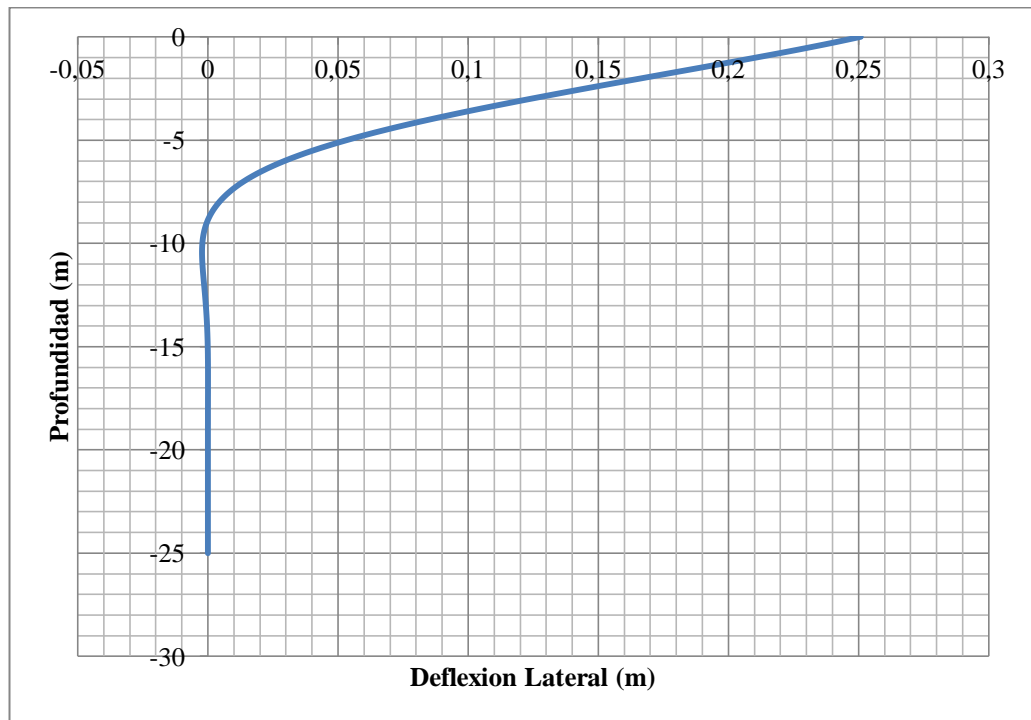
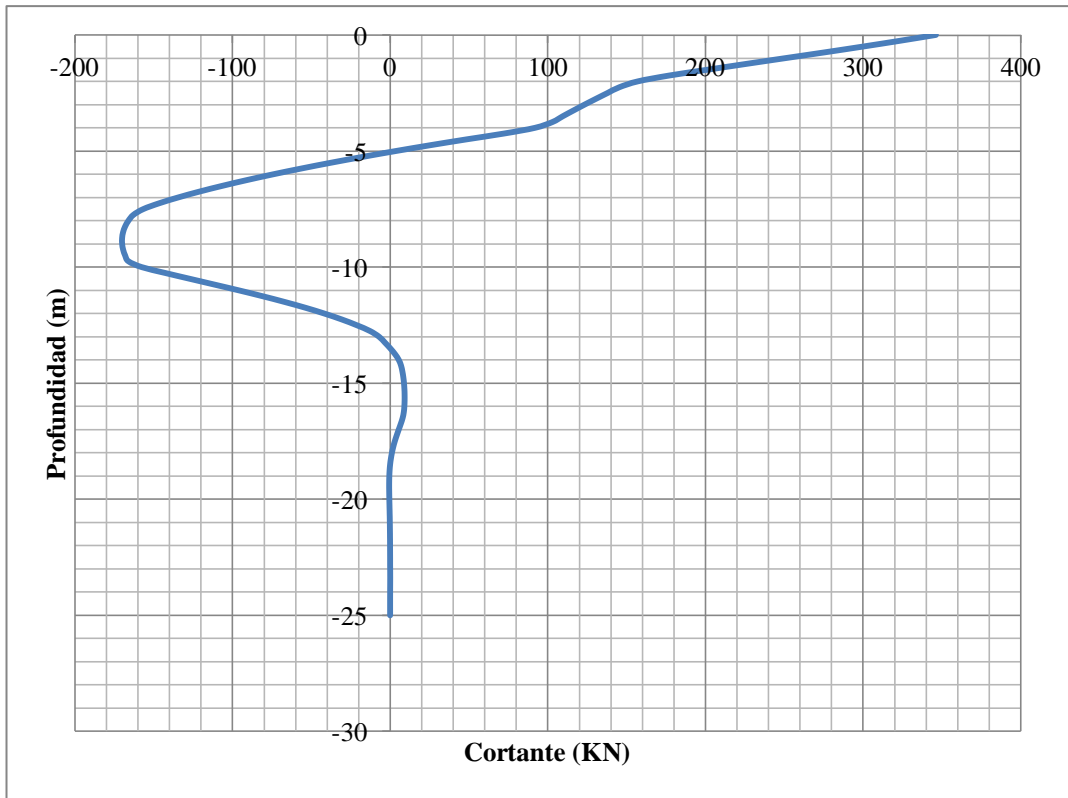
$\rho=2.5\%$

$P+\Delta P=272.75 \text{ Ton}$

RQV por pilote= 30Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 50x50 cm. Sin Licuación de Suelo

Número de pilotes=102

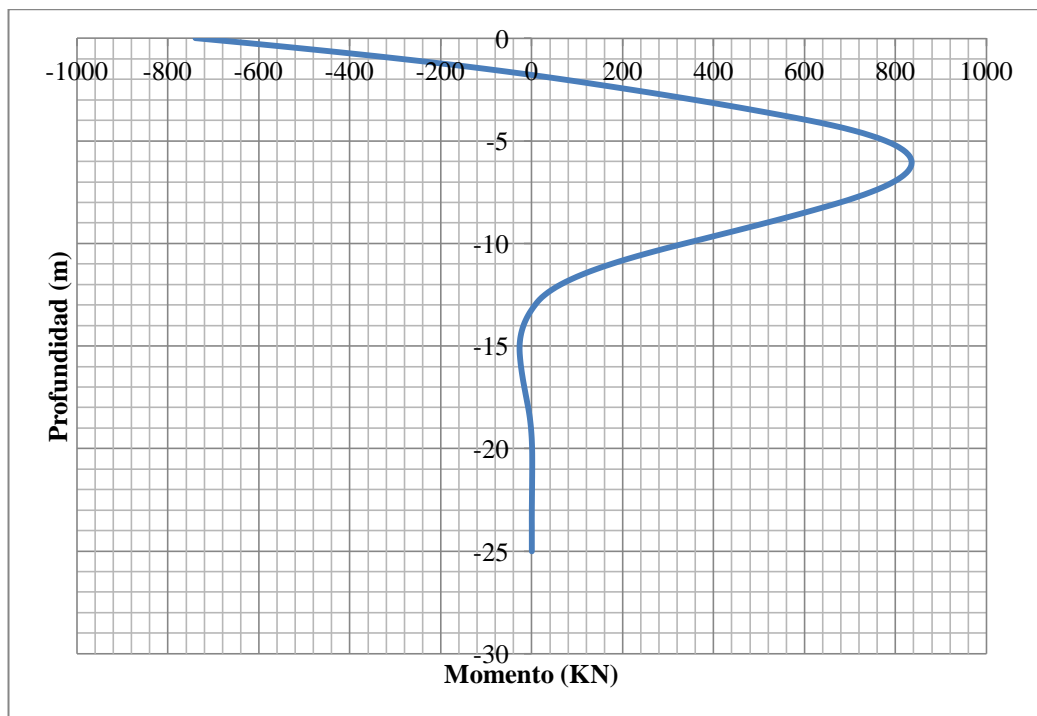
$f'c=420 \text{ kg/cm}^2$

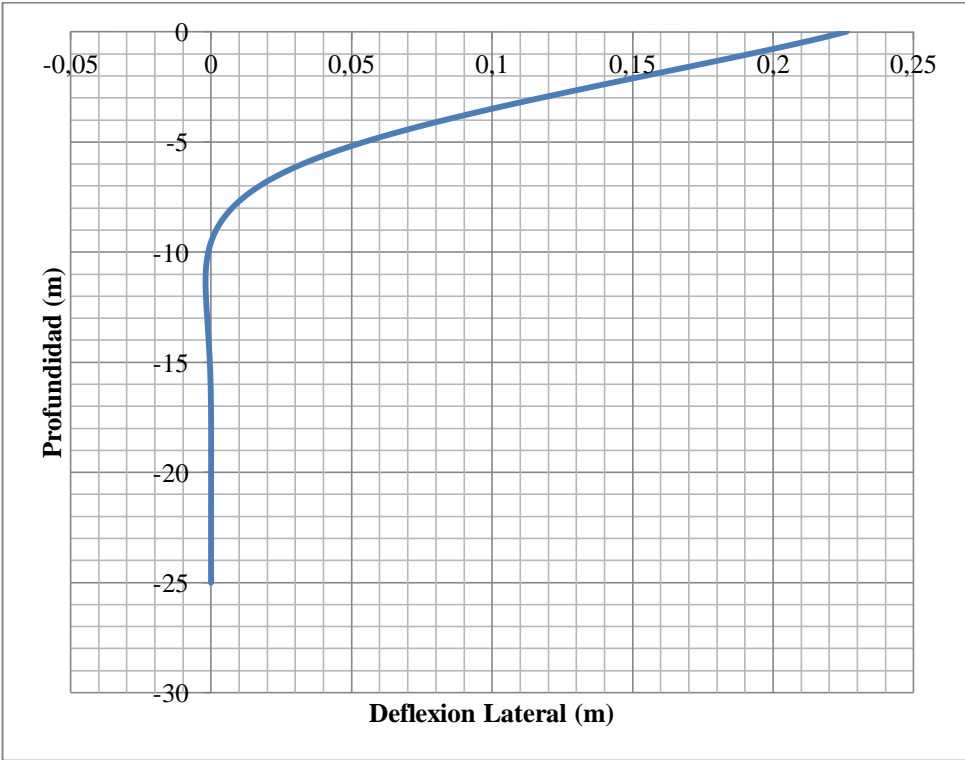
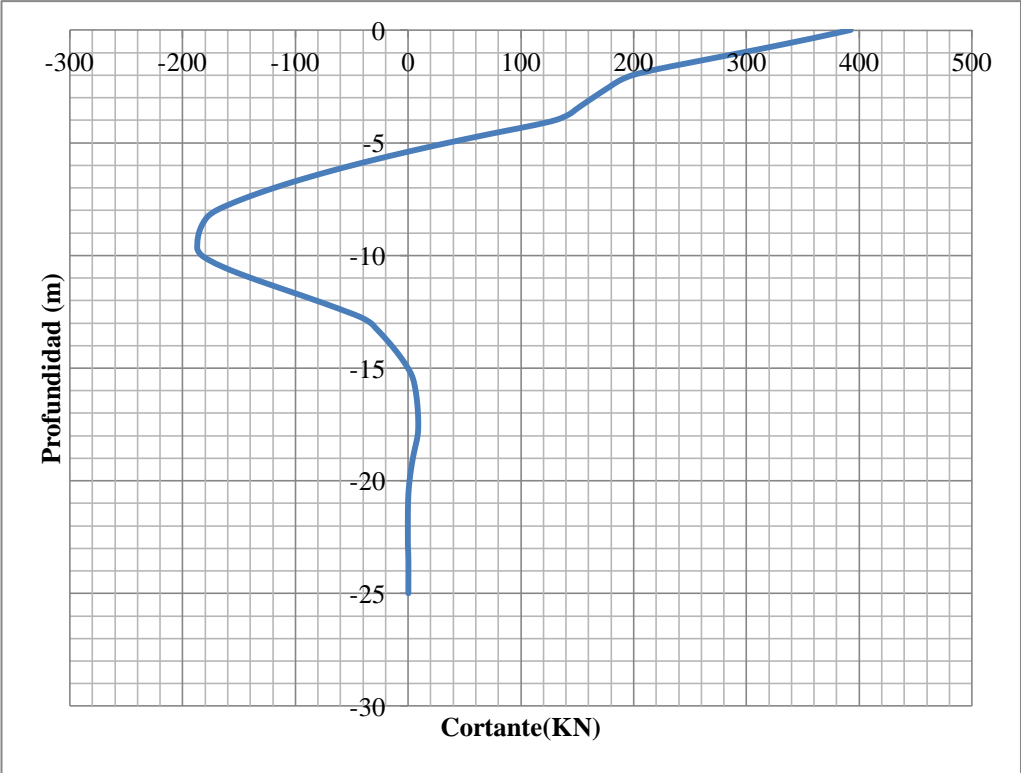
$\rho=1.3\%$

$P+\Delta P=304.84 \text{ Ton}$

RQV por pilote= 34Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 50x50. Con Licuación de Suelo

Número de pilotes=102

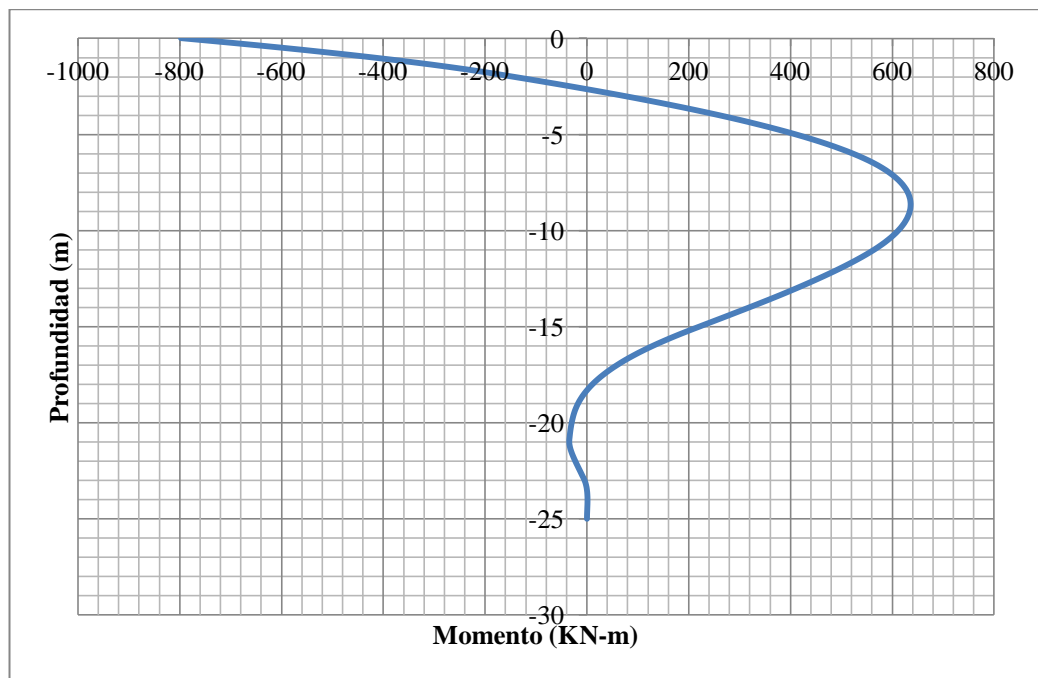
$f'c=420 \text{ kg/cm}^2$

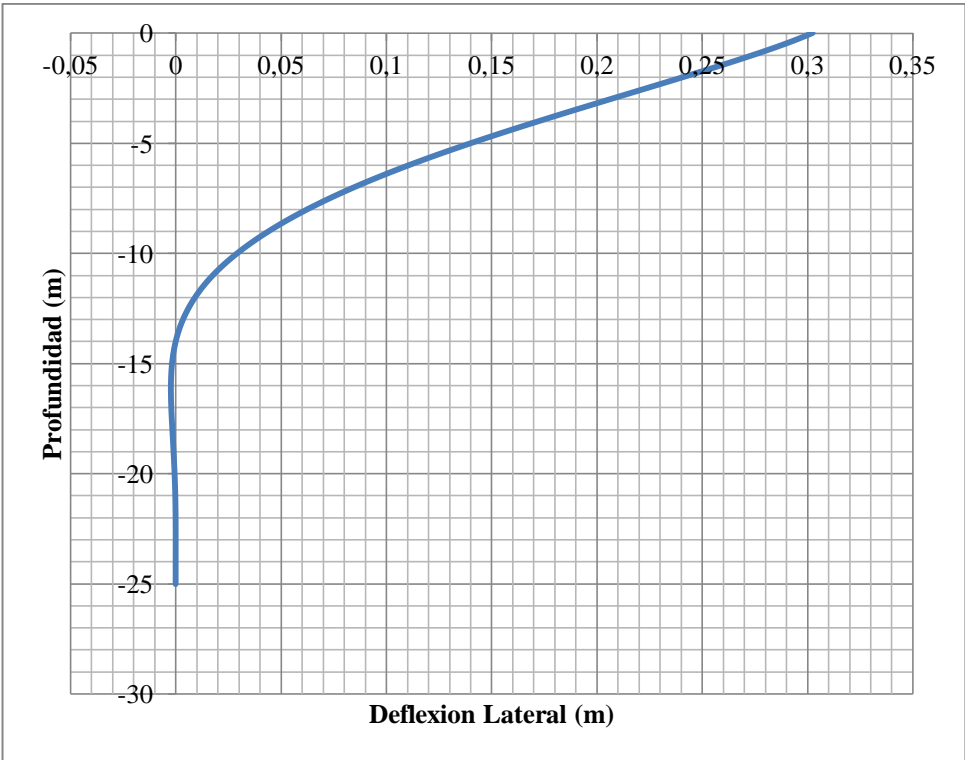
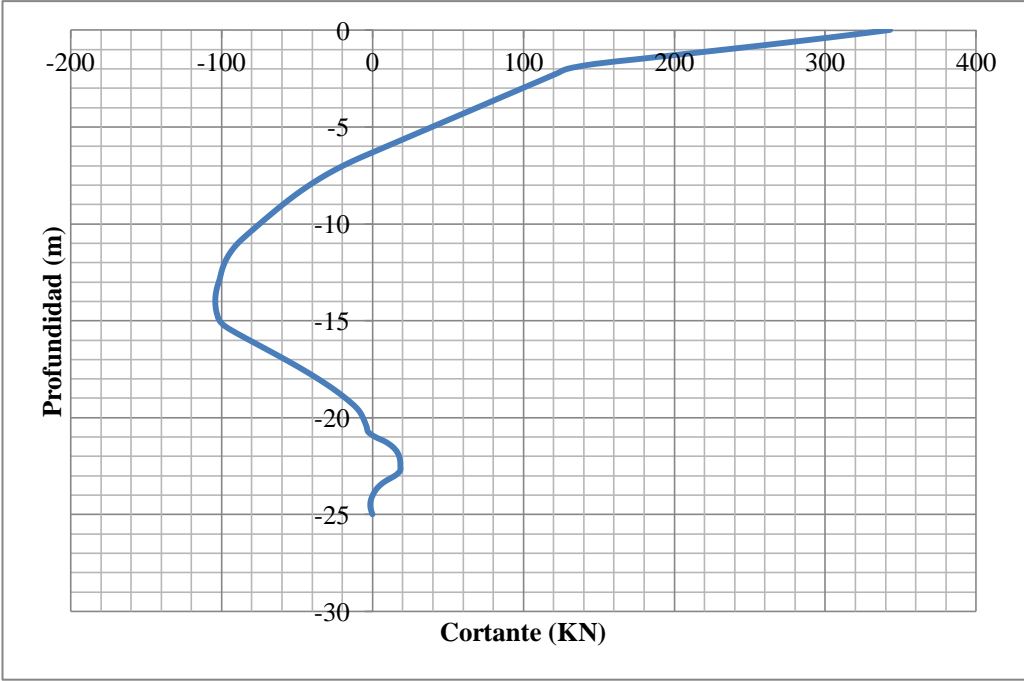
$\rho=1.6\%$

$P+\Delta P=349.6 \text{ Ton}$

RQV por pilote= 34Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 50x50 cm. Con Licuación de Suelo

Número de pilotes=102

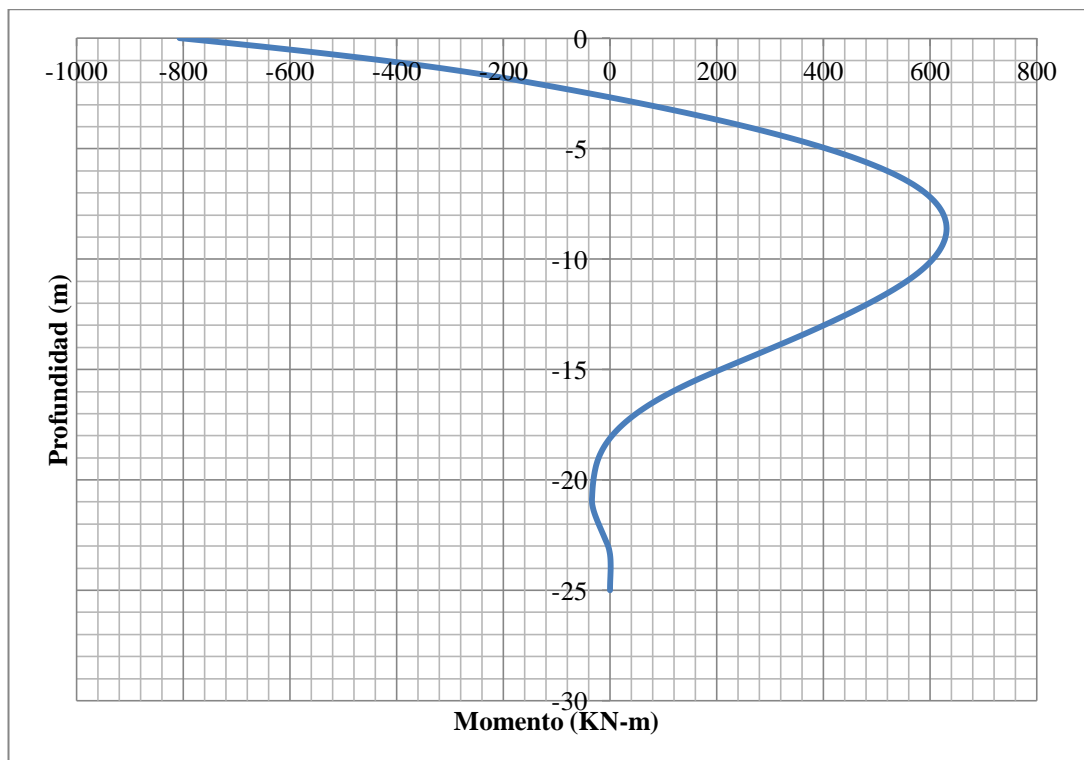
$f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

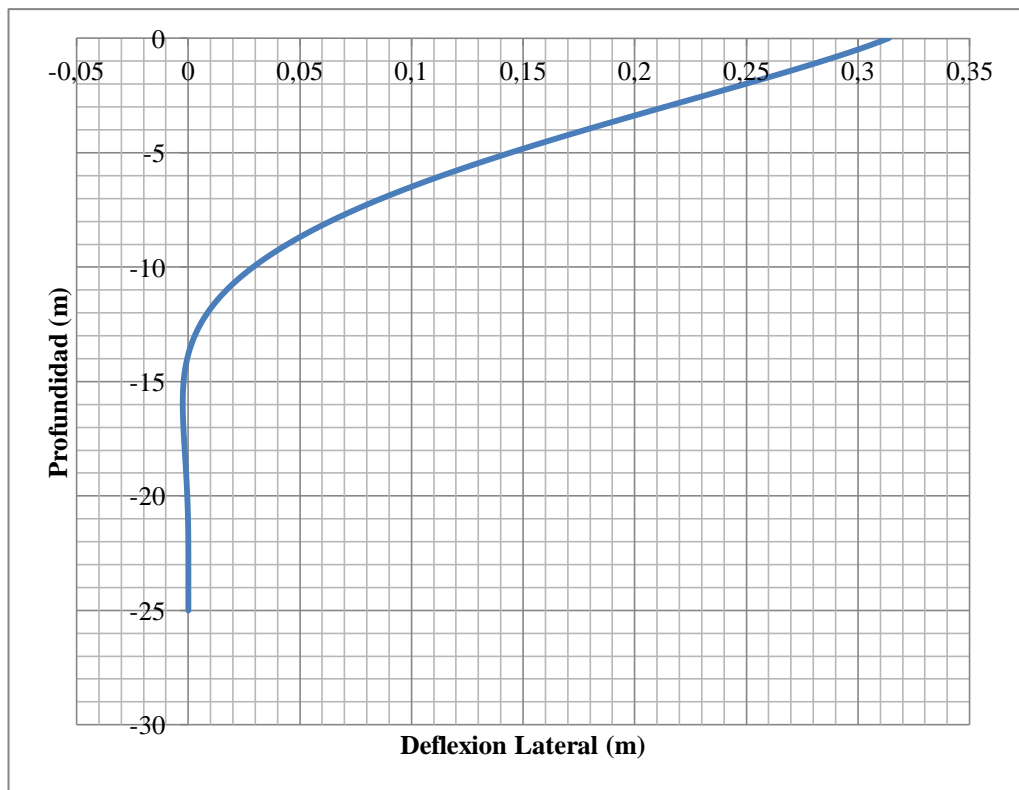
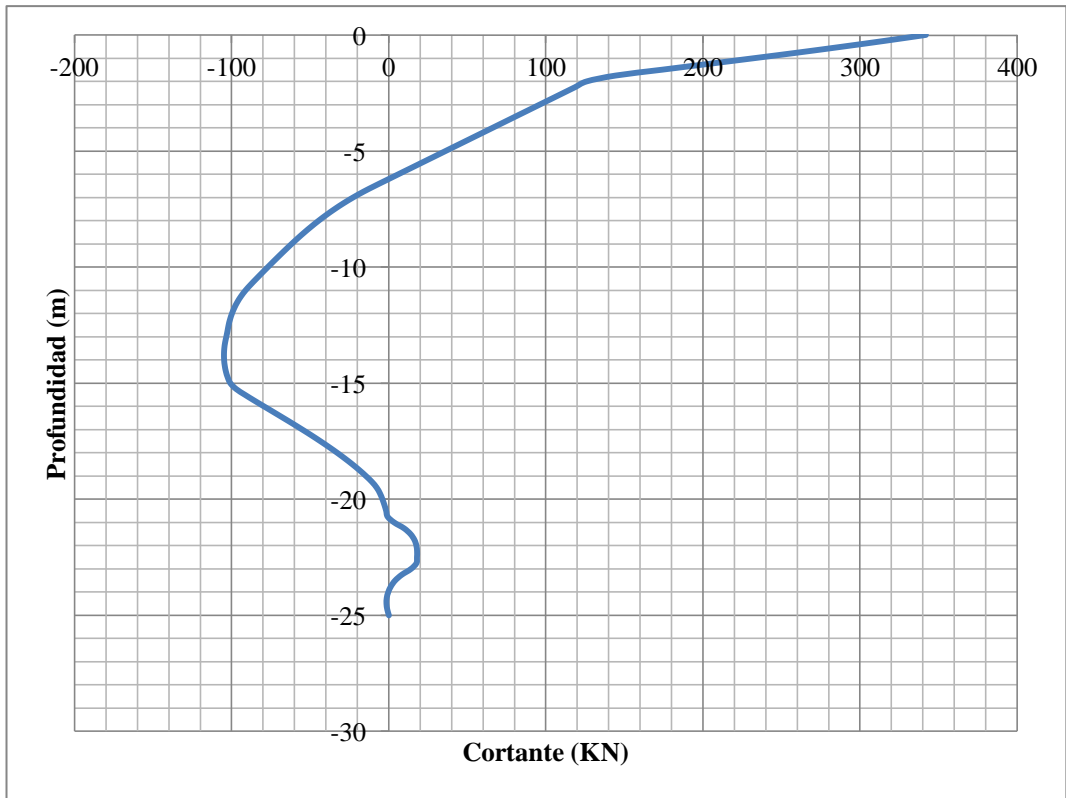
$\rho=2\%$

$P+\Delta P=349.6 \text{ Ton}$

RQV por pilote= 34Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)





Sección 50x50 cm. Sin Licuación de Suelo

Número de pilotes=102

$f'c=350 \text{ kg/cm}^2$

$\rho=1.6\%$

$P+\Delta P=304.84 \text{ Ton}$

RQV por pilote= 34Ton

Superposición (Cabeza Rígida +Cabeza Libre)

