

**REVISIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO EN CIMENTACIONES
PROFUNDAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN TENIENDO EN CUENTA LAS
RECOMENDACIONES DEL CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES Y DE LA
NSR-10**

**IVÁN LEONARDO GIL VARGAS
PEDRO PABLO PICO VELANDIA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2012

**REVISIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO EN CIMENTACIONES
PROFUNDAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN TENIENDO EN CUENTA LAS
RECOMENDACIONES DEL CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES Y DE LA
NSR-10**

**IVÁN LEONARDO GIL VARGAS
PEDRO PABLO PICO VELANDIA**

**Trabajo de grado modalidad investigación para optar al título de
Ingeniero Civil**

**Director
VLADIMIR ERNESTO MERCHÁN JAIMES
Ingeniería Civil - M.I.- G, D.I.**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICO-MECANICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2012**

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a Dios que me acompaño, me brindo salud, bienestar y protección, siempre ha estado conmigo en los buenos y malos momentos.

A mis padres Misael Gil Cárdenas y Elsa Vargas Buitrago que fueron el principal apoyo durante mi carrera, por siempre confiar en mí, por convertirse en un motivo y fuerza para no desfallecer, poder concluir esta etapa de mi vida y llevarme a ser quien soy hoy.

A mis hermanos Andrés, Liceth y Santiago por su valioso apoyo incondicional, cariño, compañía y consejos brindados.

A Jessicka Mabel Núñez Quiroga que fue una pieza fundamental durante esta etapa que culmina y un bastón para la consecución de mis objetivos, una gran guía y consejera durante esta etapa que culmina.

*A toda mi familia porque siempre estuvo presente para brindarme su apoyo y cariño.
A mi compañero de proyecto Pedro Pico por ayudarme a la consecución de este objetivo y culminar con éxito mi carrera.*

Gracias a todos por estar siempre presentes y apoyarme sin nunca esperar nada a cambio.

IVAN LEONARDO GIL VARGAS

A Dios

Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme dado salud y voluntad para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mi madre Rosa Adelia

Por haberme apoyado en todo momento, por sus consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido transitar por esta etapa de la vida.

A mi padre Francisco

Por los ejemplos de perseverancia y constancia que lo caracterizan y que me ha infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante y por su amor.

A mis amigos

Que me acompañaron en todas las experiencias buenas y malas de mi vida universitaria, y gracias a su apoyo y compañía me fue posible superar los obstáculos encontrados.

PEDRO PABLO PICO VELANDIA

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan su más sincero agradecimiento a:

La Universidad Industrial de Santander por brindarnos la oportunidad de formarnos como personas profesionales.

A la escuela de ingeniería civil que han colaborado activamente durante nuestra formación para poder llevar a cabo este objetivo.

A todos los miembros del claustro de profesores de la universidad industrial de Santander, y, en especial al Ing..., M. S c Vladimir Ernesto Merchán Jaimes por su asesoría continua durante la elaboración del proyecto.

A todos nuestros familiares por todo su esfuerzo y apoyo recibido para hacer de sueño una realidad.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	19
OBJETIVOS.....	21
OBJETIVO GENERAL.....	21
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1. MARCO TEÓRICO	22
1.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	22
1.1.1 Tipos de cimentaciones profundas.	23
1.1.1.1 Pilas y caissons.	23
1.1.1.2 Pilotes.	23
1.2 MATERIALES UTILIZADOS	25
1.2.1 Pilotes de hormigón (concreto).	25
1.3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES.....	27
1.4 CRITERIOS PARA LA CIMENTACIÓN DE PUENTES PARA RESISTIR SOCAVACIÓN.....	28
1.5 COMPORTAMIENTO DE PILOTES CARGADOS LATERALMENTE	30
1.6 INFORMACIÓN DEL SOFTWARE UTILIZADO PLAXIS 82	31
2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO	32
2.1 DIAGRAMA DE TRABAJO	32
2.2 PROCEDIMIENTO.....	33
2.3 REVISIÓN DE METODOLOGÍAS EN LOS CÓDIGOS.....	33
2.3.1 Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente (NSR 10).....	33
2.3.1.1 Carga Estructural.	33
2.3.1.2 Condiciones geotécnicas. H.6.4 Presión de Tierras.	35
2.3.1.4 Carga última grupo de pilotes.	44
2.3.1.5 Asentamientos.	44
2.3.2 Código Colombiano de diseño sísmico de puentes (CCP)	47
2.3.2.1 Carga estructural.	47

A.3.5.12.3 Fuerzas de Diseño Sísmico para Estribos y Muros de Contención.	47
2.3.2.2 Condiciones geotécnicas.	50
2.3.2.3 Capacidad de carga última de un pilote	52
2.3.2.4 Carga última grupo de pilotes	54
2.3.3 Metodología complementaria.	59
2.3.3.2 Condiciones geotécnicas.	60
2.3.3.3 Capacidad de carga última de un pilote.	61
2.3.3.4 Carga ultima grupo de pilotes.	65
2.3.3.5 Asentamientos.	66
3. CASO DE ESTUDIO	67
3.1 CARGA ESTRUCTURAL.....	68
3. 2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS.....	69
3.3 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN PILOTE	70
3. 4 CARGA ULTIMA GRUPO DE PILOTES	74
3. 5 ASENTAMIENTOS	75
4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PARÁMETROS	78
4.1 RESULTADOS EN EXCEL.....	78
4.2 RESULTADOS EN PLAXIS 82	80
CONCLUSIONES	88
BIBLIOGRAFÍA.....	93
ANEXOS.....	95

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Comparación de resultados	32
Tabla 2. Masas de los materiales	34
Tabla 4. Factores de seguridad indirectos mínimos.....	39
Tabla 5. Factores de seguridad indirectos mínimos.....	44
Tabla 6. Número mínimo de ensayos de carga en pilotes o pilas para reducir el fs	44
Tabla 7. Coeficientes de modificación de respuesta.....	47
Tabla 8. Diseño de fundaciones.....	52
Tabla 9. Factor de adhesión	62
Tabla 11. Coeficiente k (presión lateral de tierras).....	64
Tabla 12. Angulo de fricción del pilote	65
Tabla 13. Eficiencia de los pilotes en grupo para arcillas	66
Tabla 14. Eficiencia de los pilotes en grupo para arenas.....	66
Tabla 15. Datos de entrada suelo	71
Tabla 16. Carga admisible de un pilote suelo saturado	72
Tabla 17. Carga admisible de un pilote suelo seco.....	73
Tabla 18: Módulos de elasticidad suelo	76
Tabla 19. Estratos arcillosos saturados ejemplo propuesto.....	78
Tabla 20. Estratos arenosos saturados caso de estudio	78
Tabla 21. Estratos arenosos secos caso de estudio.....	79
Tabla 22. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes.....	82
Tabla 23. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes.....	85
Tabla 24. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes.....	86
Tabla 25. Resumen metodologías	91
Tabla 26. δ en función del material del pilote a construir	100

LISTA DE GRÁFICOS

Pág.	
	Gráfico 1. Estratos arcillosos saturados ejemplo propuesto78
	Gráfico 2. Estratos arenosos saturados caso de estudio79
	Gráfico 3. Estratos arenosos secos caso de estudio79
	Gráfico 4. Resultados suelo saturado c_u y ϕ constantes82
	Gráfico 5. Resultados suelo saturado c_u y ϕ constantes85
	Gráfico 6. Resultados suelo saturado c_u y ϕ constantes87

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes	24
Figura 2. Pilote de punta	24
Figura 3. Pilote de fricción	25
Figura 4: pilotes prefabricados con refuerzo ordinario	26
Figura 5: Pilotes de concreto colados in situ (I ademados-II no ademados).....	27
Figura 6. Variación de la deflexión, momento y fuerza cortante en pilotes, cortos o rígidos - largos o elásticos	30
Figura 7. Diagrama trabajo	32
Figura 8. Variación del coeficiente de presión de tierras k, con el desplazamiento	36
Figura 9. Terminología de diseño de pilotes pre barrenados	53
Figura 10. Resistencia lateral vs asentamiento	57
Figura 11. Capacidad en punta vs asentamiento.....	58
Figura 12. Pilotes en grupo vista en perfil y planta	65
Figura 13. Ubicación de los estribos en un puente	68
Figura 14. Componentes de un estribo.....	68
Figura 15. Esquema pilotes bajo el estribo	68
Figura 17. Pilotes en grupo vista en perfil y planta	75
Figura 19. Asentamiento suelo seco con pilotes.....	77
Figura 19. Asentamiento suelo saturado con pilotes	77
Figura 20. Esquema: Cohesión 0 original - Asentamiento 20.17 cm	80
Figura 21: Esquema: Cohesión 15 - Asentamiento 16.78 cm.....	81
Figura 22. Esquema: Cohesión 30 - Asentamiento 14.36 cm.....	81
Figura 23. Esquema: Angulo de fricción 15 - Asentamiento 28.04 cm.....	83
Figura 24. Esquema: Angulo de fricción 20 - Asentamiento 23.20 cm.....	83
Figura 25. Esquema: Angulo de fricción 25 original - Asentamiento 20.17 cm	84
Figura 26. Esquema: Angulo de fricción 30 - Asentamiento 17.74 cm.....	84

Figura 27. Esquema Con 4 hiladas de 4 pilotes - Asentamiento 18.30 cm.....	85
Figura 28. Esquema: Con 6 hiladas de 4 pilotes - Asentamiento 5.79 cm.....	86
Figura 29. Perfil de suelo ejemplo arenas.....	96
Figura 30. Perfil de suelo ejemplo: arcilla	105

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
Anexo A. Ejemplo Cálculo Carga Admisible por Pilote, Estratos Arenosos	96
Anexo B. ejemplo cálculo carga admisible por pilote, estratos arcillosos	105

GLOSARIO

Atraque: es dejar fijo o quieto un muro.

Axial: es una carga vertical.

Caissons: pilotes de gran diámetro y profundidad.

CCP: Código Colombiano de Puentes (CCP).

Freático: es el nivel o altura hasta donde esta el agua.

Geomallas: son mallas que llevan un revestimiento de plantas y sirven para estabilizar taludes.

Limos: son rocas.

Plaxis 82: programa que sirve para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos.

Hormigo: es una mezcla de arena + grava + cemento + agua, es el mismo concreto.

NSR- 10: Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente

Pilote: son elementos esbeltos de concreto que sirven para estabilizar.

Ponteadero: lugar donde se construye un puente

RESUMEN

TITULO: REVISIÓN DE LAS METODOLOGÍAS DE DISEÑO EN CIMENTACIONES PROFUNDAS PARA MUROS DE CONTENCIÓN TENIENDO EN CUENTA LAS RECOMENDACIONES DEL CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES Y DE LA NSR-10*

AUTORES: GIL VARGAS, Iván Leonardo
PICO VELANDIA, Pedro Pablo**

PALABRAS CLAVE: pilotes, cimentación, profunda, carga, asentamiento, suelo, muros, plaxis.

CONTENIDO

En el presente trabajo se plantea, para realizar una revisión de las recomendaciones y especificaciones propuestas por el CCP y NSR 10, dos códigos que presentan diferentes recomendaciones para el diseño de pilotes, utilizados como sistemas de cimentación profunda, todo esto con la finalidad de que ingeniero establezca fácilmente la técnica más adecuada cuando se enfrente al problema de que código elegir, ó si debe usar una metodología donde se usen aspectos complementarios de los dos códigos mencionados.

En el proyecto investigativo básicamente, presenta la mejor alternativa presentada en los códigos, y una metodología como alternativa donde se usan aspectos que se toman de las dos normativas de diseño, obteniendo un método complementario, lo cual se obtiene con el análisis comparativo minucioso, logrado a partir de resultados obtenidos mediante el uso de Plaxis 82, software especializado, que permite obtener mejores resultados en el trabajo en ejecución de obra civiles.

Como conclusión final, se obtuvo una tabla que resume la metodología de los dos códigos relacionados en el proyecto, donde se recomienda algunos ítem con información clave para el desarrollo de obras civiles, que permite al Ingeniero civil una guía clara para poner en práctica, como fruto de la presente investigación.

* Proyecto de grado

** Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes – Ingeniero Civil.

SUMMARY

TITLE: REVIEW OF DESIGN METHODOLOGIES IN DEEP FOUNDATIONS FOR RETAINING WALLS CONSIDERING RECOMMENDATIONS OF COLOMBIAN AND BRIDGES CODE NSR - 10*

AUTHORS: GIL VARGAS, Iván Leonardo
PICO VELANDIA, Pedro Pablo**

KEY WORDS: piles, foundation, deep, load, accession, soil, walls, plaxis.

DESCRIPTION

In the present work it appears, to realize a review of the recommendations and specifications proposed by the CCP and NSR 10, two codes that present different recommendations for the design of piles, used as systems of deep foundation, all that with the purpose of which engineer establishes easily the most suitable technology when it faces the problem of which code of choosing, ó if it must use a methodology where there are used complementary aspects of both mentioned codes.

In the project investigativo basically, he presents the best alternative presented in the codes, and a methodology as alternative where there are used aspects that take of both regulations of design, obtaining a complementary method, which obtains with the comparative meticulous analysis achieved from results obtained by means of Plaxis's use 82, specialized software, which allows to obtain better results in the work in execution of work civilians.

As final conclusion, there was obtained a table that summarizes the methodology of both codes related in the project, where some article is recommended by key information for the development of civil works, which a clear guide allows to the civil Engineer to put into practice, as fruit of the present investigation.

* Project of degree

** Industrial University of Santander, Faculty of Engineerings Physicist - mechanics, School of Civil Engineering. The director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes - Civil Engineer.

INTRODUCCIÓN

Se conoce a los pilotes como miembros estructurales hechos de acero, concreto y/o madera, se usan básicamente para la construcción de cimentaciones profundas, aunque se debe resaltar que su costo es más elevado que el de las cimentaciones superficiales, muchas veces es indispensable su construcción, ya que siempre se debe garantizar la seguridad estructural. Son una excelente y eficiente alternativa para realizar estructuras en terrenos difíciles o malos.

Por lo general este tipo de cimentaciones buscan transmitir la carga vertical aplicada a lechos rocosos, capas duras o profundidades razonables cuando no hay ninguna de las anteriores trasmitiéndola gradualmente, esto se da cuando los estratos superiores de suelo son altamente compresibles y demasiado débiles.

Cuando la estructura también está sometida a fuerzas horizontales sirven para garantizar resistencia a la flexión, esto ocurre en estructuras de retención de tierras o estructuras altas sometidas a fuerzas sísmicas y de viento.

Actualmente las cimentaciones profundas con pilotes son una alternativa que está tomando fuerza en el país y más en la ciudad de Bucaramanga; muchas veces por suelos malos, o por el hecho de estar en una zona de amenaza sísmica alta, ubicada sobre una meseta, que obliga a la población a construir edificaciones de grandes alturas y por ende cargas muy grandes, por esta razón los ingenieros civiles deben buscar alternativas no solo eficientes, si no también que se acojan a las normas que rigen y dan pautas, cada vez más drásticas y exigentes en cuanto a establecer medidas de prevención y control para reducir los niveles de amenaza y riesgo.

Este trabajo está orientado hacia la revisión y comparación de las metodologías de los dos códigos existentes en el país, que normatizan todo lo concerniente al diseño, construcción, estudio y ejecución de cimentaciones profundas, toma como ejemplo base un caso puntual de un par de estribos que forman parte de la estructura de cimentación de un puente, donde se realiza un análisis detallado de varias alternativas con pilotes que varían en su diámetro, longitud y número. Todo esto con ayuda de herramientas computacionales como hojas de cálculo excel y software especializados para el cálculo de asentamientos Plaxis. Todo este análisis va desarrollándose a la par con una minuciosa revisión y comparación de las metodologías de los códigos, dando a la vez la alternativa más óptima o en su defecto acoplar las dos alternativas para brindar una metodología complementaria.

OBJETIVOS

❖ OBJETIVO GENERAL

Hacer una revisión de las metodologías de diseño de cimentaciones profundas aplicadas a muros de contención, entre las propuestas por el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, y el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).

❖ OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar toda la información existente referente al tema, de las dos principales teorías utilizadas para el estudio.
- Lograr un adecuado manejo y comprensión de las herramientas computacionales adecuadas al tema.
- Realizar un minucioso análisis comparativo entre las recomendaciones y especificaciones presentadas por los dos códigos mencionados.
- Establecer una metodología con los aspectos complementarios basados en las dos normas.

1. MARCO TEÓRICO

El proyecto se enfocara en el análisis de cimentaciones profundas con pilotes de hormigón pre-excavados o hormigonados in-situ, se hace énfasis en superestructuras como puentes, para poder hacer el uso del Código Colombiano de Puentes. Debido que los puentes están generalmente sobre ríos sus cimentaciones deben ser profundas, ya que tienen que soportar cargas laterales por fuerza de viento, la tracción de los vehículos que usan el puente, las corrientes del río y algunas veces escombros flotantes o hielo, problemas que pocas veces se presentan en otro tipo de estructuras como edificaciones tradicionales, aunque hay excepciones cuando son de grandes alturas.

1.1 CIMENTACIONES PROFUNDAS

Las cimentaciones profundas son aquellas que, como su nombre lo indica, presentan una profundidad de cimentación elevada (varias decenas de metros).

Se opta por cimentaciones profundas cuando:

- Los esfuerzos transmitidos por el edificio no pueden ser distribuidos suficientemente a través de una cimentación superficial, y en la solución probable se sobrepasa la capacidad portante del suelo.
- Cuando el terreno tiende a sufrir grandes variaciones estacionales: por hinchamientos y retracciones.
- Cuando los estratos próximos al cimienta pueden provocar asientos imprevisibles y a cierta profundidad, caso que ocurre en terrenos de relleno o de baja calidad.
- En edificios sobre el agua.

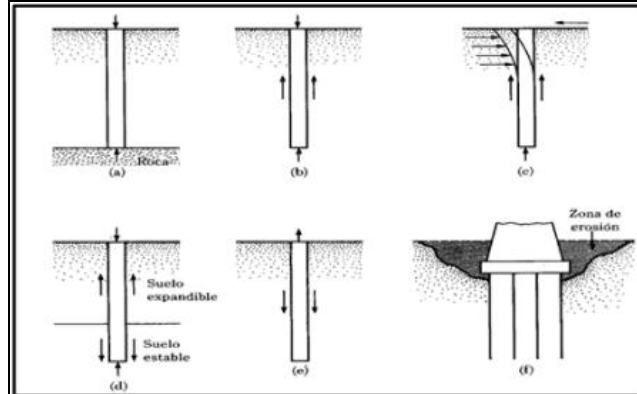
- Cuando los cimientos están solicitados a tracción; tal como ocurre en edificios altos sometidos a esfuerzos por vientos, o en estructuras que necesitan elementos sometidos a tracción para lograr estabilidad, como estructuras de cables o cualquier estructura anclada al suelo.
- Para resistir cargas inclinadas, como aquellos pilotes que se colocan en los muelles para resistir el impacto de los cascos de barcos durante el atraque (tablestacado).
- Para el recalce de cimientos existentes.

1.1.1 Tipos de cimentaciones profundas. Dentro de esta clase de cimentaciones se encuentran dos grandes grupos:

1.1.1.1 Pilas y caissons. Son elementos estructurales que presentan una sección transversal considerable (comparada con los pilotes) y que se encargan de transmitir la carga de una sola columna a un estrato que sea capaz de soportarla. La relación entre la profundidad de la cimentación y el ancho de la pila es generalmente mayor que cuatro.

1.1.1.2 Pilotes. Los pilotes son elementos estructurales más esbeltos que las pilas, los cuales pueden alcanzar grandes profundidades. Son construidos de diferentes formas, tamaños y materiales (madera, concreto y acero) y se clasifican dependiendo de su forma de trabajo.

Figura 1. Condiciones para el uso de cimentaciones con pilotes



Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (BRAJA. DAS)

- **Pilotes de punta.** Los pilotes de punta son aquellos que obtienen la capacidad de carga del estrato que se encuentra en la punta del mismo. Es decir transmiten la carga directamente al estrato donde se apoyan.

Figura 2. Pilote de punta



Fuente: MyP fundaciones especiales S.A.

- **Pilotes de fricción.** Los pilotes que trabajan por fricción obtienen la capacidad de carga del material que rodea toda su superficie. Es decir, debido a la resistencia al corte entre el suelo y el pilote propiamente dicho.

Figura 3. Pilote de fricción



Fuente: MyP fundaciones especiales S.A.

1.2 MATERIALES UTILIZADOS

Los siguientes son los materiales más utilizados en pilotaje:

- Madera
- Acero
- Hormigón

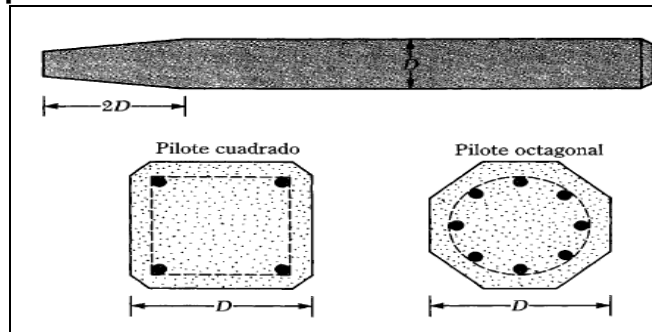
1.2.1 Pilotes de hormigón (concreto). Pertenecen a la categoría de cimentaciones profundas, pueden estar contruidos con hormigón armado ordinario o con hormigón pretensado. Los pilotes de hormigón armado convencional se utilizan para trabajar a la compresión; los de hormigón pretensado funcionan bien a la tracción, y sirven para tablestacas y cuando deben quedar sumergidos bajo agua.

Los pilotes fabricados de este material se dividen en:

- **Pilotes prefabricados o hincados.** Estos pilotes se clavan en el terreno por medio de golpes, que efectúa un martinete o con una pala metálica equipada para

hincada del pilote que llevan un refuerzo ordinario, para que el pilote resista el momento flexionante generado por su manipulación y transporte.

Figura 4: pilotes prefabricados con refuerzo ordinario



Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (BRAJA. DAS)

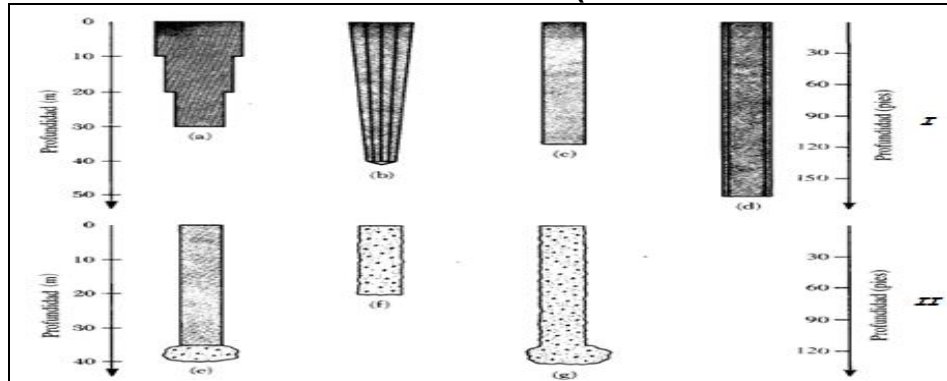
Su sección suele ser cuadrada y sus dimensiones normalmente son de 30 cm x 30 cm ó 45 cm x 45 cm. También se construyen con secciones octagonales en casos especiales. Están compuestos por dos armaduras: una longitudinal con 4 diámetros de 25 mm y otra transversal compuesta por estribos de varilla de sección 8 mm como mínimo.

La cabeza del pilote se refuerza uniendo los cercos con una separación de 5 cm en una longitud que oscila en 1 mt, la punta va reforzada con una pieza metálica especial para permitir la hincada.

▪ **Pilotes Hormigonados In situ o pre-excavados.** Los Pilotes hormigonados in situ son un tipo de pilotes ejecutados en obra, tal como su nombre lo indica, en el sitio, en el lugar.

Se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo con concreto. Varios tipos de pilotes de concreto colados in situ se usan actualmente en la construcción y la mayor parte fueron patentados por sus fabricantes. Esta clase de pilotes puede dividirse en ademados y no ademados según si usan o no pedestal.

Figura 5: Pilotes de concreto colados in situ (I ademados-II no ademados)



Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (BRAJA. DAS)

1.3 PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS PARA CIMENTACIONES

H.8.4.2 Cimentaciones con pilotes o pilas: la colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar la integridad de estos elementos y que no se ocasione daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada pilote, sus tramos y las juntas entre estos, en su caso, deberán diseñarse y construirse de tal modo que resistan las fuerzas de compresión, tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.¹

Los pilotes de diámetro menor de 40 cm deberán revisarse por pandeo verificando que la fuerza axial a la que se encontrarán sometidos, no rebasará la fuerza crítica p_c definida por:

$$p_c = \left(\frac{N^2 \pi^2 EI}{4L^2} + 4KDL^2 \pi^2 \right) / FS$$

En donde,

K coeficiente de reacción horizontal del suelo;

¹ Extraído de la nsr10 h.8.4. procedimientos constructivos para cimentaciones. 20-09-2012.

D diámetro del pilote;

E módulo de elasticidad del pilote;

I momento de inercia del pilote;

N número entero, determinado por tanteo, que genere el menor valor de P_c

L longitud del pilote;

FS se tomará igual a 3.0.

H.8.4.2.1 Pilas o pilotes fundidos en el sitio: para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio geotécnico deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo bentonítico o polimérico, con entibado ó encamisado. Antes de fundirlo, se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los materiales derrumbados han sido removidos. La fundida se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de perforación y de fundida, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

1.4 CRITERIOS PARA LA CIMENTACIÓN DE PUENTES PARA RESISTIR SOCAVACIÓN

La cimentación de los puentes debe decidirse teniendo en cuenta los siguientes aspectos: grado de incertidumbre en la información disponible y en el método usado para calcular la socavación, potencial y consecuencias de la falla de un puente; costo adicional de hacer el puente menos vulnerable a socavación; necesidad de garantizar la seguridad del público usuario; minimizar la posibilidad de fallas y de cierre de la estructura vial. La mayoría de los siguientes conceptos

relacionados con el diseño de la cimentación de puentes son tomados de la publicación HEC-18 de 1993.

- La fundación debe ser diseñada por un equipo interdisciplinario de ingenieros con experiencia en diseño hidráulico, estructural y geotécnico.
- El diseño de la cimentación de un puente requiere de la cuidadosa evaluación de aspectos topográficos, hidrológicos, hidráulicos, estructurales y geotécnicos.
- Un puente debe ser diseñado para resistir los efectos de socavación producidos por una creciente importante (creciente con un período de retorno de por ejemplo 100 años) con bajo riesgo de falla.
- Estudios hidráulicos del ponedero, incluye las dimensiones de la abertura del puente y el diseño de la fundación para resistir socavación. El alcance del análisis debe estar acorde con la importancia de la vía y las consecuencias de falla.
- Especial cuidado debe tenerse con las limitaciones y vacíos en la información existente cuando se apliquen las diferentes ecuaciones para calcular socavación.
- Los principios de análisis económico y la experiencia con daños reales causados por inundaciones indican que siempre resulta más conveniente diseñar la cimentación de un puente para resistir grandes crecientes e incluso súper-crecientes. Daños ocasionales causados a las zonas de aproximación del puente por crecientes se pueden reparar muy rápidamente sin perjuicios al tráfico. Sin embargo, un puente fallado por socavación es un peligro a la seguridad pública y crea muchos impactos sociales y económicos a corto y largo plazo. Por lo tanto, se usan parámetros hidráulicos más altos para el diseño de la fundación de un puente que para el diseño de la abertura del puente.
- El ingeniero debe aplicar su buen criterio al comparar y analizar los resultados de cálculos de socavación basados en la información topográfica, hidrológica, hidráulica y de suelos disponible con el fin de lograr un diseño razonable de la cimentación del puente.

1.5 COMPORTAMIENTO DE PILOTES CARGADOS LATERALMENTE

En el diseño de cualquier tipo de cimentación, así como en el cálculo de los pilotes que son cargados por una fuerza horizontal se debe garantizar que el conjunto de suelo-pilote va a hacer capaz de resistir las cargas a las que es sometida la cimentación. Igualmente se debe mantener los desplazamientos dentro de límites razonables garantizando de esta forma una excelente funcionalidad de la estructura en conjunto.

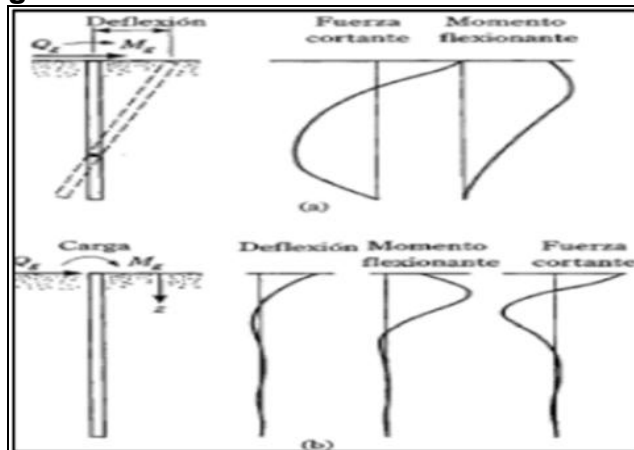
El grado de distribución de la reacción del suelo depende de:

- La rigidez del pilote
- La rigidez del suelo
- La restricción en los extremos del pilote

De forma general se han clasificado el estudio de pilotes cargados lateralmente en dos tipos principales:

- Pilotes cortos o rígidos
- Pilotes largos o elásticos

Figura 6. Variación de la deflexión, momento y fuerza cortante en pilotes, cortos o rígidos - largos o elásticos



Fuente: Principio de ingeniería de cimentaciones (BRAJA.DAS)

NOTA: Para el caso de estudio, no se tiene en cuenta las cargas laterales que resiste el pilote.

1.6 INFORMACIÓN DEL SOFTWARE UTILIZADO PLAXIS 82

El software que se utiliza para el análisis de resistencia de los pilotes para el presente trabajo se llama "*PLAXIS 82*", que es un programa ordenador de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos en nuestro caso cimentaciones profundas con pilotes. El programa utiliza una interfaz gráfica que permite a los usuarios generar rápidamente un modelo geométrico y una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del problema que se trate.

El programa despliega una serie de posibles materiales de estrato, como son arenas, arcillas, limos y demás, los cuales muestran por defecto características generales de estos, que pueden ser modificadas si se prefiere.

El programa presenta varias opciones para la simulación de modelos como:

- Soil & Interfaces (Estrato de suelo)
- Plates (Pilote)
- Geogrids (Geomallas)
- Anchors (Anclajes)

Se utiliza la opción Soil & Interfaces (Estrato de Suelo) basada en el método Mohr-Coulomb, para modelar de acuerdo a sus coordenadas el perfil de suelo y asignar a sus capas las propiedades de acuerdo a la información del caso de estudio planteado en el capítulo 2, luego se realiza una modelación para cada uno de los diferentes grupos de pilotes con la opción: Plates (Pilote), para dibujar cada uno de los pilotes de forma independiente hasta conformar el grupo necesario para garantizar el asentamiento permisible según la norma a estudiar, el programa se basa en la curva, esfuerzo-deformación del suelo para realizar el análisis.

Este software es utilizado en la investigación para la determinación de asentamientos de la estructura, ya que ofrece resultados más conservadores que los que resultan de un análisis con métodos convencionales.

Tabla 1. Comparación de resultados

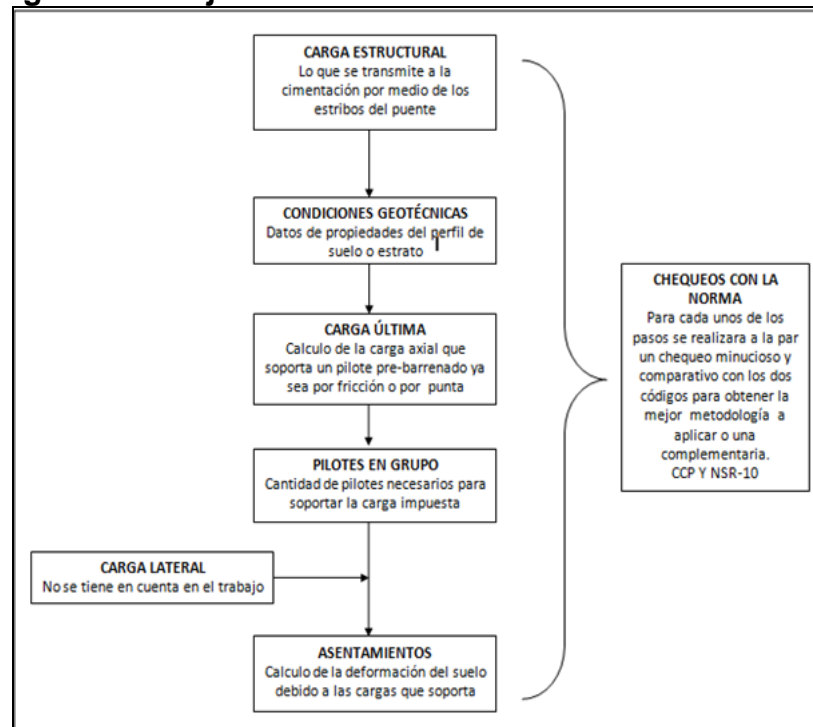
SUELO GRANULAR		
Fuerza (KN)	Desplazamiento por metodología convencional (cm)	Desplazamiento por metodología Plaxis(cm)
3619,797	0,00392	0,011

Fuente: Tesis de grado evaluación del comportamiento de pilotes mediante la Técnica de elementos finitos

2. METODOLOGÍA DE CÁLCULO

2.1 DIAGRAMA DE TRABAJO

Figura 7. Diagrama trabajo



Fuente: autores del proyecto

2.2 PROCEDIMIENTO

Se realiza un análisis a las metodologías propuestas por los códigos ya mencionados para cimentaciones profundas, las cuales sirven de apoyo para muros de contención, teniendo en cuenta que dichos muros requieren cimentaciones profundas cuando son usados en estructuras complejas con cargas elevadas, por lo que la comparación se hace teniendo en cuenta los estribos de puentes para el caso de estudio tomado como ejemplo, por que estos elementos actúan como un muro de contención para la superestructura (puente).

2.3 REVISIÓN DE METODOLOGÍAS EN LOS CÓDIGOS

2.3.1 Reglamento Colombiano de Construcción sismo resistente (NSR 10)

2.3.1.1 Carga Estructural. Capítulo B.3. Cargas Muertas. B.3.1 Definición: la carga muerta cubre todas las cargas de elementos permanentes de construcción incluyendo su estructura, los muros, pisos, cubiertas, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y todas aquellas cargas que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación. Las fuerzas netas de pre-esfuerzo deben incluirse dentro de la carga muerta.

B.3.2 Masas y Pesos de los Materiales: al calcular las cargas muertas deben utilizarse las densidades de masa reales en kg/m^3 , de los materiales las cuales se deben multiplicar por la aceleración de la gravedad, 9.8 m/s^2 , para así, obtener valores de peso en N/m^3 . A continuación se muestran los valores de la densidad de masa en kg/m^3 para los materiales de uso más frecuente. Ver tabla 1.

Tabla 2. Masas de los materiales

<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>	<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terra-cota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

Fuente: NSR 10 B.32-1

B.3.3 Cargas Muertas Mínimas. Al calcular las cargas muertas deben utilizarse las masas reales de los materiales. Debe ponerse especial cuidado en determinar masas representativas en este cálculo, utilizar el peso especificado por el fabricante o en su defecto deben evaluarse analítica o experimentalmente.

Capítulo B.4: Cargas Vivas. B.4.1 Definición. B.4.1.1. Las cargas vivas son aquellas cargas producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento y sismo.

B.5.1 Empuje en Muros de Contención de Sótanos. B.5.1.1. En el diseño de los muros de contención de los sótanos y otras estructuras aproximadamente verticales localizadas bajo tierra, debe tenerse en cuenta el empuje lateral del suelo adyacente. Igualmente deben tenerse en cuenta las posibles cargas tanto vivas como muertas que puedan darse en la parte superior del suelo adyacente. Cuando parte o toda la estructura de sótano está por debajo del nivel freático, el empuje debe calcularse para el peso del suelo sumergido y la totalidad de la presión hidrostática. Deben consultarse los requisitos del Título H del Reglamento.

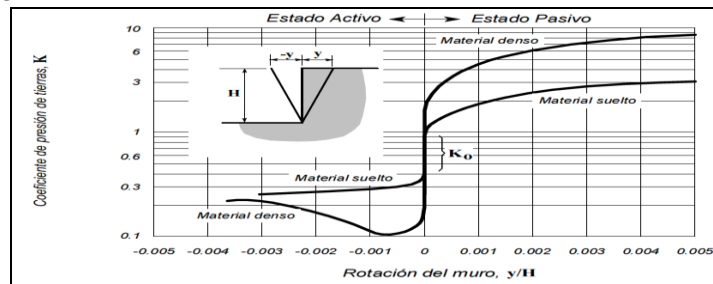
H.8.2.2 Control del Flujo de Agua. Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes. En el caso de materiales compresibles y excavaciones importantes, se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación y de usar pantallas impermeables que la aíslen, de tal manera que se modifique lo menos posible el estado de esfuerzos efectivos e iniciales del terreno; para controlar esto es muy importante la instalación de piezómetros previo al inicio de la construcción.

Capítulo B.6 Fuerzas de Viento. B.6.1 Alcance. A continuación se presentan métodos para calcular las fuerzas de viento con que debe diseñarse el sistema principal de resistencia de fuerzas de viento (SPRFV) de las edificaciones, sus componentes y elementos de revestimiento. "No es aplicable a las estructuras de forma o localización especiales, las cuales requieren investigación apropiada, ni a las que puedan verse sometidas a oscilaciones graves inducidas por el viento, ni tampoco a estructuras de puentes".

2.3.1.2 Condiciones geotécnicas. H.6.4 Presión de Tierras. La presión que las tierras ejercen sobre la estructura que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otro. Depende, en términos generales del desplazamiento del conjunto, así: en el estado natural sin deformaciones laterales, se dice que la

presión es la del reposo; si el muro cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, el muro se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento del muro es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior del muro, la distribución debe adoptar una forma curvilínea. Los desplazamientos relativos se presentan a continuación, y se cuantifican en la Tabla 2. Ver Figura 8.

Figura 8. Variación del coeficiente de presión de tierras k, con el desplazamiento



Fuente: NSR10 fig. H.6.4-1

Tabla 3. Movimientos horizontales en el muro de contención conducentes a los estados activo y pasivo

Tipo de suelo	Estado activo	Estado pasivo
Granular denso	0.001 H	0.020 H
Granular suelto	0.004 H	0.060 H
Cohesivo firme	0.010 H	0.020 H
Cohesivo blando	0.020 H	0.040 H

Fuente: NSR 10 H.6.4-1

H.6.4.1 Coeficiente de Presión Lateral de Tierras. Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo, así que:

$$K_h = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v}$$

H.6.4.2 Empuje Lateral de Tierras. Se define como la fuerza lateral ejercida por el suelo y se define como:

$$P'_h = \sum K_h \sigma'_v \Delta h$$

H.6.4.3 Estado en Reposo. El coeficiente de presión de tierras en reposo está definido como:

$$K_o = 1 - \sin \phi' = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

H.6.4.4 Estado Activo. El estado activo se identifica con un desplazamiento menor del muro en el sentido contrario al del banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces K_A . Los empujes sobre muros de contención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base (por ejemplo gaviones). En caso contrario y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos los del suelo en estado de reposo más los es empujado por el muro; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es debido al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

H.6.4.5 Estado Pasivo. El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando entonces K_p .

H.6.5 Empujes Debidos al Agua. Los empujes debidos al agua subterránea deben minimizarse en lo posible, mediante el empleo de obras adecuadas de drenaje y despresurización. Sin embargo, cuando esto no es posible, deben sumarse a los empujes de tierras.

Los muros de contención deberán siempre dotarse de un sistema de filtros y drenajes colocados atrás del muro. Estos dispositivos deberán diseñarse para evitar el arrastre de materiales provenientes del relleno y para buscar una conducción eficiente del agua infiltrada, sin generación de presiones de agua significativas.

H.6.6 Empujes por Cargas Externas. Los empujes resultantes de cargas externas, tales como sobrecargas en la parte superior del muro, cargas de compactación, cargas vivas temporales o permanentes, deben considerarse por separado de acuerdo con la incidencia sobre el muro que se calcula.

H.6.7 Capacidad ante Falla. Debe verificarse la estabilidad al deslizamiento, la estabilidad al volcamiento, la capacidad portante del suelo de apoyo, la estabilidad general del conjunto terreno-estructura de contención y la estabilidad propia intrínseca de la estructura de contención.

En el caso de muros de gravedad o muros en voladizo:

(a) La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y debajo de la zona de cambios volumétricos estacionales y de rellenos.

(b) La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo que puede mobilizarse frente al pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se podrá emplear uno o varios de los siguientes procedimientos: (1) cambiar la inclinación de la base del muro colocándola hacia adentro, (2) aumentar la rugosidad en el contacto muro-suelo, (3) colocar dentellones reforzados, (4) anclar o pilotear el muro, (5) profundizar la base del muro o (6) ampliar la base del mismo. (c) La capacidad de carga en la base del

muro se deberá revisar por los métodos indicados en las presentes Normas para cimentaciones superficiales.

H.6.8 Empujes Sísmicos. Se deben incluir los empujes originados por efectos sísmicos, mediante métodos de reconocida aceptación técnica y las consideraciones de acuerdo con las zonas de amenaza sísmica del numeral A.2.3 y de los parámetros del numeral H.2. Se deben emplear los coeficientes sísmicos indicados en H.5.2.5 con las salvedades y métodos allí indicados.

H.6.9 Factores de Seguridad Indirectos. Los valores del factor de seguridad indirecto para las diversas verificaciones de comportamiento establecidas en H.5.1.2 y siguientes, deben ser, como mínimo, los indicados en la tabla H.6.9-1.

Tabla 4. Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 $\leq 1/6$	≥ 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	≥ 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

Fuente: NSR 10 H.6.9-1

2.3.1.3 Capacidad de carga última de un pilote. H.4.4 Cimentaciones con Pilotes: la capacidad de un pilote individual debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta con las teorías convencionales de la mecánica de suelos.

H.4.4.1 Estados Límites de Falla. Se deberá verificar que la cimentación diseñada resulte suficiente para asegurar la estabilidad de la edificación en alguna de las siguientes condiciones:

(a) Falla del sistema suelo-zapatatas, o suelo-losa de cimentación, despreciando la capacidad de los pilotes, como se indica en H.4.2.1.

(b) Falla del sistema suelo-pilotes, despreciando la capacidad del sistema suelo-zapatatas o suelo-losa, para lo NSR-10 – Capítulo H.4– Cimentaciones H-15 cual debe considerarse que la carga de falla del sistema es la menor de los siguientes valores: 1) suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales; 2) capacidad de carga de un bloque de terreno cuya geometría sea igual a la envolvente del conjunto de pilotes; 3) suma de las capacidades de carga de los diversos grupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación, teniendo en cuenta la posible reducción por la eficiencia de grupos de pilotes. La capacidad de carga bajo cargas excéntricas se evaluará calculando la distribución de cargas en cada pilote mediante la teoría de la elasticidad, o a partir de un análisis de interacción suelo-estructura. No se tendrá en cuenta la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tracción, a menos que se hayan diseñado y construido con ese fin.

Además de la capacidad a cargas de gravedad se comprobará la capacidad del suelo para soportar los esfuerzos inducidos por los pilotes o pilas sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad de estos elementos para transmitir dichas solicitaciones horizontales. Para solicitaciones sísmicas se deberá tener en cuenta que sobre los pilotes actúa, además de la carga sísmica horizontal del edificio, la carga sísmica sobre el suelo que está en contacto con el pilote. Se podrán presentar casos en que los pilotes o pilas proyectados trabajen por punta y fricción, en estos casos se deben hacer los respectivos análisis para compatibilizar las deformaciones de los dos estados límites con factores de seguridad diferenciales.

H.4.4.2 Estados Límites de Servicio. Los asentamientos de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas de gravedad se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo que los soporta, así como la fricción negativa. En el cálculo de los movimientos anteriores se tendrá en cuenta las excentricidades de carga.

Para pilotes por punta o pilas los asentamientos se calcularán teniendo en cuenta la deformación propia bajo la acción de las cargas, incluyendo si es el caso la fricción negativa, y la de los materiales bajo el nivel de apoyo de las puntas. Deberá comprobarse que no resulten excesivos el desplazamiento lateral ni el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volcamiento sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la condición de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar con métodos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

H.4.4.3 Uso de Pilotes de Fricción para Control de Asentamientos. Cuando se utilicen pilotes de fricción como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir asentamientos en suelos cohesivos blandos, transfiriendo parte de la carga a los estratos más profundos, los pilotes generalmente no tienen la capacidad para soportar por sí solos el peso de la edificación ya que se diseñan para trabajar al límite de falla en condiciones estáticas. Para determinar la capacidad admisible, deberá entonces tenerse en cuenta que estos pilotes no pueden tomar las cargas sísmicas de la edificación. Adicionalmente deberá considerarse la posibilidad que las zapatas o losa de cimentación puedan perder el sustento del suelo de apoyo. En todos los casos se verificará que la cimentación no exceda los estados límites de falla y servicio. En ese caso, el espacio que se deje entre la punta de los pilotes de fricción y toda capa dura subyacente deberá ser suficiente para que en ninguna condición puedan los pilotes llegar a apoyarse en esta capa como consecuencia de la

consolidación del estrato en que se colocaron. A criterio del ingeniero geotecnista se puede considerar la posibilidad de utilizar los pilotes de control de asentamientos para mejoramiento de la capacidad portante del conjunto.

H.4.5 Cimentaciones en Roca. Para cimentaciones en macizos rocosos se seguirán los mismos lineamientos anteriores, teniendo en cuenta que la resistencia y rigidez de los macizos rocosos son siempre menores que los de las muestras de roca (material rocoso) y adoptando los siguientes:

H.4.5.1 Estados Límites de Falla. El macizo rocoso debe evaluarse por medio de dos modelos complementarios:

- (a) Considerar el macizo rocoso como un medio continuo equivalente, con envolvente de resistencia (esfuerzo cortante vs esfuerzo normal efectivo) curva o con parámetros lineales equivalentes para el intervalo de esfuerzos que se esté considerando.
- (b) Considerar el macizo rocoso como un medio discontinuo, para lo cual se deberán analizar los mecanismos de falla cinemáticamente posibles por las discontinuidades.
- (c) El estado límite será el menor que resulte de los dos análisis anteriores.
- (d) En los casos extremos de macizos rocosos muy fracturados o casi sin discontinuidades no sería necesario evaluar el mecanismo de b).

H.4.5.2 Estados Límites de Servicio. (a) Si el macizo rocoso se considera continuo, debe evaluarse como un medio elástico, con módulos de deformación apropiados al estado de esfuerzos previsto, estimados bien sea de relaciones empíricas con los sistemas de clasificación, ensayos geofísicos o con ensayos de placa.

(b) Si el macizo rocoso se considera discontinuo, se debe hacer el análisis del mecanismo de falla con las características esfuerzo-deformación de las discontinuidades y mecanismos cinemáticamente posibles apropiados.

H.4.6 Profundidad de Cimentación. La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1 - Generalidades.

(a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

(b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos (Véase el capítulo H-9).

(c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización (Véase el capítulo H-9).

H.4.7 Factores de Seguridad Indirectos. Para cimentaciones se aconsejan los siguientes factores de seguridad indirectos mínimos:

H.4.7.1 Capacidad Portante de Cimientos Superficiales y Capacidad Portante de Punta de Cimentaciones Profundas. Para estos casos se aconsejan los siguientes valores:

Tabla 5. Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo
	Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

Fuente: NSR 10 H.4.7-1

En todo caso se deberá demostrar que los valores de FS directos equivalentes no son inferiores a los de la NSR 10 Tabla H.2.4-1.

H.4.7.3 Capacidad Portante por Pruebas de Carga y Factores de Seguridad.

La capacidad portante última de cimentaciones profundas se podrá calcular alternativamente, a partir de pruebas de carga debidamente ejecutadas y en número suficiente de pilas o pilotes de acuerdo con lo señalado en la tabla H.4.7-2. En este caso los factores de seguridad mínimos podrán reducirse sin que lleguen a ser inferiores al 80% de los indicados en la NSR 10 tabla 4.7.1.

Tabla 6. Número mínimo de ensayos de carga en pilotes o pilas para reducir el fs

Categoría	No de Pruebas
Baja	≥ 1
Media	≥ 2
Alta	≥ 3
Especial	≥ 5

Fuente: NSR 10 H.4.7.2-2

2.3.1.4 Carga última grupo de pilotes. No se menciona en la NSR 10.

2.3.1.5 Asentamientos. H.4.8 Asentamientos. La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los

asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia. En cada caso debe verificarse la ocurrencia y la pertinencia de los casos de asentamiento descritos en este numeral.

H.4.8.1 Asentamientos Inmediatos. Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, y de la rigidez y extensión del cimiento mismo. El procedimiento se establece enseguida para suelos cohesivos y para suelos granulares en forma separada.

H.4.8.2 Asentamientos por Consolidación. Los asentamientos por consolidación se producen por la migración del agua hacia afuera de los suelos saturados, como respuesta a una sobre carga externa. Se define también como consolidación primaria.

H.4.8.3 Asentamientos Secundarios. La consolidación secundaria puede definirse como la deformación en el tiempo que ocurre esencialmente a un esfuerzo efectivo constante. No obstante, las deformaciones propias de la consolidación primaria pueden coincidir en el tiempo, con las de la consolidación secundaria. Debe, en consecuencia, adelantarse el programa de laboratorio que permita comprobar la posible ocurrencia del fenómeno. Se estima que materiales con alto contenido orgánico presentan este fenómeno.

H.4.8.4 Asentamientos Totales. Son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos son importantes.

H.4.8.5 Asentamientos en Macizos Rocosos. En este caso para el cálculo de asentamientos se deberá tomar el macizo rocoso como un medio elástico, isotrópico o anisotrópico según sea el caso, si se considera como un medio continuo o con las deformaciones por las discontinuidades, en el caso de considerar el macizo rocoso como un medio discontinuo. No se considerarán asentamientos inmediatos ni por consolidación, pero, a juicio del Ingeniero responsable, se deberían estimar asentamientos secundarios los cuales se pueden presentar en macizos rocosos de rocas arcillosas, calcáreas, salinas o con alto contenido orgánico.

H.4.9 Efectos de los Asentamientos. H.4.9.1 Clasificación. Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación:

- (a) Asentamiento máximo — Definido como el asentamiento total de mayor valor entre todos los producidos en la cimentación.
- (b) Asentamiento diferencial — Definido como la diferencia entre los valores de asentamiento correspondientes a dos partes diferentes de la estructura.
- (c) Giro — Definida como la rotación de la edificación, sobre el plano horizontal, producida por asentamientos diferenciales de la misma.

H.4.9.2 Límites de Asentamientos Totales. Los asentamientos totales calculados a 20 años se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.

(b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

2.3.2 Código Colombiano de diseño sísmico de puentes (CCP)

2.3.2.1 Carga estructural. Las cargas están dadas en el capítulo a.3 del CCP.

A.3.5.12.2 Fuerzas de Diseño Sísmico para la Cimentación: las fuerzas de diseño en la cimentación, incluyendo las zapatas dados y pilotes, deben ser las fuerzas sísmicas elásticas, obtenidas para los casos de carga I y II dados en A.3.4.5, multiplicados por el coeficiente de respuesta R.

Tabla 7. Coeficientes de modificación de respuesta

Tabla A.3.5-3 Coeficientes de Modificación de Respuesta	
Subestructura	R
Pila tipo muro ⁽¹⁾	2
Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes	
(a) Sobre pilotes verticales únicamente	3
(b) Con uno o más pilotes inclinados	2
Columnas solas	3
Viga cabezal de acero o acero compuesto con concreto	
(a) Sobre pilotes verticales únicamente	5
(b) Con uno o más pilotes inclinados	3
Pórtico con dos o más columnas	5
⁽¹⁾ Una pila tipo muro puede diseñarse como una columna en la dirección de la menor inercia de la pila siempre y cuando se cumplan todos los requisitos sísmicos de columna, en ese caso puede utilizarse el coeficiente R de columnas solas.	
Conexiones	R
Superestructura al estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0.8
Columnas, pilas o viga cabezal sobre pilotes, al dado o la superestructura ⁽²⁾	1.0
Columnas o pilas a la fundación	1.0
⁽²⁾ Para puentes de las categorías de comportamiento sísmico C y D se recomienda que las conexiones se diseñen para las fuerzas máximas que puedan desarrollarse por plastificación de la columna o las columnas del pórtico como se especifica en el Numeral A.3.5.13. En muchos casos estas fuerzas serán substancialmente menores que las que se obtendrían utilizando un coeficiente R igual a 1.0	

Fuente: CCP A.3.5-3:

A.3.5.12.3 Fuerzas de Diseño Sísmico para Estribos y Muros de Contención.

Los elementos (apoyos y llaves de cortante etc.) deben diseñarse para las fuerzas prescritas en el numeral.

A.3.5.11 Fuerzas de Diseño Sísmico para la Categoría de Diseño Sísmico A.

Las conexiones de la superestructura deben diseñarse para que sean capaces de

resistir una fuerza sísmica horizontal igual a 0.20 veces la reacción de carga muerta en las direcciones en las cuales se restringe el movimiento horizontal.

A.3.5.11 Fuerzas de Diseño para Estribos y Muros de Contención

A.3.5.11 Presiones de Tierras. Las estructuras para contención de rellenos deben ser dimensionadas para resistir la presión dada por la formula de Rankine u otras expresiones mencionadas en A.5.7 o en la sección A.13. Sin embargo, ninguna estructura debe ser diseñada para una presión menor a la de un fluido e masa equivalente a 480 kgf/m³.

A.5.5 Requisitos Sísmicos para Estribos y Muros de Contención

A.5.6 Estribos

A.5.6.2.1 Cargas. Los estribos deben diseñarse para soportar las siguientes cargas: empujes de tierra incluyendo los debidos a sobrecargas de tráfico en el terraplén (puentes y viaductos) y efectos sísmicos, peso muerto del estribo, cargas verticales muerta y viva transmitidas por la superestructura, fuerzas longitudinales o transversales originadas en la superestructura por efectos sísmicos, de viento, de retracción o de temperatura, limitando estas fuerzas horizontales a las que puedan transmitir los apoyos por fricción o por cortante. El diseño debe verificarse para la combinación de estas cargas que produzca los efectos más desfavorables.

A.5.7 Muros de Contención

A.7.1 Generalidades. Los muros de contención se deben diseñar para soportar los empujes laterales de tierra incluyendo los debidos a sobrecargas muertas y vivas, el empuje del agua en caso de haberlo, el peso propio del muro, los efectos de temperatura y retracción, las cargas sísmicas definidas en A.5.4.3. En el diseño

debe distinguirse entre muros temporales (vida útil de 3 años o menos) y permanentes con vida útil de por lo menos 50 años. Para estos últimos se debe tener en consideración los efectos a largo plazo como socavación, corrosión, presiones de infiltración, corrientes eléctricas parásitas y cualesquiera otros efectos ambientales adversos que pueden deteriorar los materiales o el comportamiento del muro. Los muros permanentes deben diseñarse para que mantengan un aspecto agradable sin mantenimiento especial.

A.6 Fundaciones

A.6.1 Generalidades. Las fundaciones deben ser diseñadas para soportar tanto la totalidad de las cargas vivas y muertas impuestas por la superestructura, como las presiones hidrostáticas y del suelo, todo de acuerdo a los principios generales especificados en dicho capítulo.

A.6.6 Pilotes pre Barrenados

A.6.6.5 Diseño Geotécnico. Los pilotes barrenados deben ser diseñados para soportar las cargas de diseño con una capacidad geotécnica y estructural adecuadas y para asentamientos tolerables de acuerdo a los numerales A.6.6.5 y A.6.6.6. Adicionalmente, los materiales que constituyen tanto la fundación como el pilote propiamente dicho, deben evaluarse en condiciones de cargas sísmicas dinámicas, de acuerdo a los numerales A.6.4.7.4 y A.6.6.5.7.

El diseño del pilote debe basarse en esfuerzos de trabajo usando cargas máximas no mayoradas, provenientes del cálculo de cargas vivas y muertas y aquellas transmitidas por tierra, viento y tránsito. Las cargas admisibles laterales y axiales pueden ser determinadas por diferentes métodos de análisis.

2.3.2.2 Condiciones geotécnicas. A.3.5.11 Presiones de Tierras. Las estructuras para contención de rellenos deben ser dimensionadas para resistir la presión dada por la fórmula de Rankine u otras expresiones mencionadas en A.5.7 o en la sección A.13. Sin embargo, ninguna estructura debe ser diseñada para una presión menor a la de un fluido e masa equivalente a 480 kgf/m^3 .

A.5.6 Estribos

A.5.6 .2.2 Estabilidad la Estabilidad de los Estribos debe Verificarse Teniendo en Cuenta.

- El empuje pasivo de tierra ejercido por llenos en frente del estribo, no debe ser tenido en cuenta.
- Se deben tener en cuenta las presiones permisibles en la fundación según A.6.
- Los empujes de tierra ejercidos por materiales de lleno se deben calcular de acuerdo a A.6

A.5.7 Muros de Contención

A.5.7.1.1 Aspectos de suelos. Para el tratamiento de estos aspectos se deben seguir los métodos y teoría de mecánica de suelos generalmente aceptados, usando parámetros obtenidos directamente en el campo o inferidos de ensayos de laboratorio efectuados sobre materiales similares. Se deben considerar los siguientes puntos:

- Empujes producidos por el material de relleno.
- Capacidad de soporte de la fundación.
- Asentamiento y rotación de la fundación.
- Estabilidad del conjunto suelo-estructura –El factor de seguridad debe ser mínimo de 1.3 cuando los parámetros y la posición del nivel freático sean determinados en el campo o mediante ensayos de laboratorio, de otra manera el factor debe ser por lo menos de 1.5. Cuando el muro sirva de estribo al puente

dichos factores deben ser de 1.5 y 1.8 respectivamente. Cuando el muro se construya sobre depósitos blandos susceptibles de consolidación o flujo lateral, se deben efectuar investigaciones y ensayos especiales aún cuando el factor de seguridad sea aparentemente adecuado.

- Problemas geológicos que puedan afectar la estabilidad o el comportamiento del muro.
- Socavación. Debe determinarse, mediante estudios hidráulicos, la profundidad de socavación para muros y estribos localizados en la vecindad de corrientes de agua.

A.6 Fundaciones

A.6.2.2.2 Asentamiento. El asentamiento de las cimentaciones puede estimarse usando los procedimientos descritos en los numerales A.6.4, A.6.5 y A.6.6 u otras metodologías aceptadas. Tales metodologías están basadas en los parámetros del suelo y roca medidos ya sea directamente deducidos de ensayos de campo y laboratorio.

A.6.2.3 Condiciones Especiales de Fundación: Durante el diseño de las cimentaciones deben tenerse en cuenta las condiciones geológicas y ambientales particulares que pueden influenciar el comportamiento de dichas cimentaciones. Hasta donde sea posible la presencia e influencia de tales condiciones deben ser consideradas como parte del programa de exploración del subsuelo. A manera de guía se presenta la tabla A.6.1 Se relaciona una lista de condiciones especiales que requieren un tratamiento especial.

Tabla 8. Diseño de fundaciones

Tabla A.6-1 Diseño de fundaciones Aspectos que requieren tratamiento especial		
MATERIAL	DESCRIPCION	
Suelo	Suelo orgánico	Baja resistencia y alta compresibilidad
	Arcilla de alta elasticidad	Pérdida potencial alta de resistencia bajo deformación alta
	Arcilla Sensitiva	Compresibilidad potencial alta (a menudo en saprolitos)
	Suelos Micáceos	Alta expansión potencial por incremento de humedad
	Arcillas/limos Expansivos	Pérdida total de resistencia y deformaciones altas bajo sismo
	Ceniza Expansiva	Alta deformación potencial bajo humedad (caliche; Loess)
	Suelo licuable	Alta expansión potencial por oxidación
	Suelo Colapsible	Baja resistencia bajo carga paralela a la estratificación
	Suelo con Pirita	Alta expansión potencial bajo humedad, degrada rápidamente por exposición aire/agua
	Lutita Expansiva	Se expande por exposición aire/agua
Roca	Lutita con Pirita	Soluble en agua en reposo y en movimiento (caliza, limolita; yeso)
	Roca soluble	Indica presencia potencial de agua freática corrosiva
	Lutita Cretácea	Resistencia baja y degrada rápidamente por exposición aire/agua
	Arcilolita Blanda	Altamente replegadas con perfiles de meteorización irregular y discontinuidades inclinadas
	Neis y Esquisto	Típico en áreas de minería subterránea o de bombeo intenso de agua subterránea
	Asentamiento	Topografía típica en áreas con presencia de roca carbónica
	Tubificación/Disolución	Compresión adicional/sobre carga en cimentaciones profundas debido a asentamiento/levantamiento del suelo
	Fricción negativa/carga de expansión	Drenaje ácido de minería; degradación de ciertos tipos de suelos/roca
	Ambiente corrosivo	Pérdida de resistencia en limos y arenas finas por incremento del nivel de agua
Agua capilar		

Fuente: Ccp A.6-1

2.3.2.3 Capacidad de carga última de un pilote

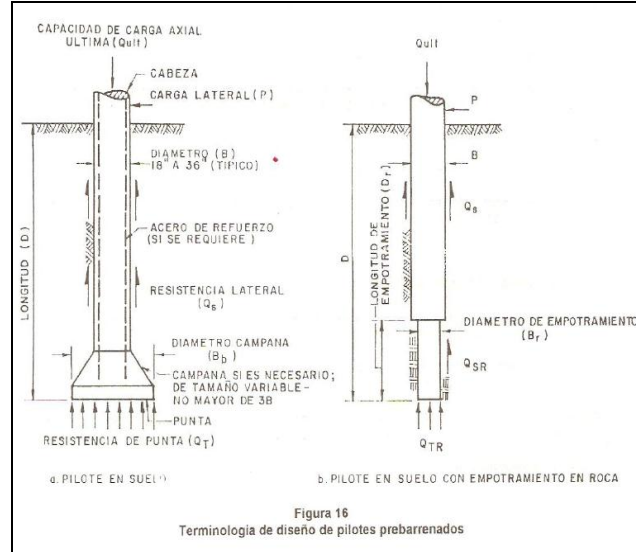
A.6.6 Pilotes pre Barrenados

A.6.6.1.5 Diámetro del Pilote. El diámetro de la sección empotrada en roca de un pilote que requiera revestimiento a través del suelo suprayacente debe ser al menos de 15,0 cm menor que el diámetro interior del revestimiento.

A.6.6.1.5 Pilotes a Traves de Terraplenes o Rellenos. Los pilotes construidos a través de rellenos ó terraplenes deben empotrarse al menos 3,0m dentro del terreno original, a menos que se encuentren a una menor profundidad estratos de roca ó suelo competente.

A.6.6.3 Terminología del Diseño. Se presenta una terminología para pilotes típicos.

Figura 9. Terminología de diseño de pilotes pre barrenados



Fuente: CCP fig.16

A.6.6.5 Diseño Geotécnico. Los pilotes barrenados deben ser diseñados para soportar las cargas de diseño con una capacidad geotécnica y estructural adecuadas y para asentamientos tolerables de acuerdo a los numerales A.6.6.5 y A.6.6.6. Adicionalmente, los materiales que constituyen tanto la fundación como el pilote propiamente dicho, deben evaluarse en condiciones de cargas sísmicas dinámicas, de acuerdo a los numerales A.6.4.7.4 y A.6.6.5.7.

El diseño del pilote debe basarse en esfuerzos de trabajo usando cargas máximas no mayoradas, provenientes del cálculo de cargas vivas y muertas y aquellas transmitidas por tierra, viento y tránsito. Las cargas admisibles laterales y axiales pueden ser determinadas por diferentes métodos de análisis.

A.6.6.5.1 Capacidad de Carga Axial del Suelo. La capacidad última axial Q_{ult} , de pilotes barrenados puede determinarse de acuerdo a la siguiente ecuación tanto para carga de compresión, como de tensión:

$$Q_{ult} = Q_s + Q_r - w \quad (\text{compresion})$$

$$Q_{ult} \leq 0.7Q_s + w \quad (\text{tension})$$

La carga admisible o de trabajo axial se determina así:

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

Los pilotes en suelos cohesivos pueden ser diseñados mediante métodos de análisis basados en esfuerzos totales y efectivos para condiciones de carga no drenada y drenada, respectivamente. Los pilotes en suelos friccionantes o sin cohesión deben diseñarse mediante métodos de esfuerzos efectivos para condiciones de cargas drenadas.

A.6.5.6.1.2 Capacidad Axial de Suelos Cohesivos y no Cohesivos. La capacidad última axial de pilotes en suelos no cohesivos se puede determinar usando métodos empíricos basados en esfuerzos efectivos (Nordlund 1963), o de métodos de ensayos in situ, tales como el cono de penetración (Schmertmann 1978), o el presuometro (Baguelin 1978). También se puede utilizar la metodología contenida en el libro de POULUS Y DAVIS o en el manual de la NAVY NAVAFD DM-7.2 (1982).

2.3.2.4 Carga última grupo de pilotes

A.6.6.5.2.4.2 Capacidad Axial de Suelos Cohesivos. Debe tenerse en cuenta la presencia y el contacto de un cabezal con la superficie del terreno y el espaciamiento entre pilotes existente. Si el cabezal no está en contacto firme con la superficie del terreno ó si el suelo superficial es suelto ó blando, la capacidad de cada pilote debe reducirse ϵ veces Q_t para un pilote aislado, donde $\epsilon=0,67$ para un espaciamiento de $3B$ centro a centro, y $\epsilon=1,0$ para un espaciamiento centro a centro de $6B$. Para valores intermedios se permite interpolar.

En tales casos la capacidad de grupo puede entonces determinarse como la menor de

1. la suma de las capacidades individuales, modificadas de cada pilote.
2. la capacidad de una pila equivalente.

A.6.6.5.2.4.2 Capacidad Axial de Suelos no Cohesivos. La evaluación de la capacidad de grupo de pilotes en suelos no cohesivos debe tener en cuenta el espaciamiento entre pilotes adyacentes. Independientemente del contacto el cabezal con el terreno, la capacidad individual de cada pilote debe reducirse a ϵ veces Q_t de un pilote aislado donde $\epsilon=0.67$ para un espaciamiento centro a centro de $3B$ y $\epsilon=1$ para un espaciamiento de $8B$. Para espaciamientos intermedios de ϵ puede determinarse por interpolación lineal.

La capacidad de grupo puede determinarse como la menor de:

1. La suma de la capacidad individual modificada de cada pilote en el grupo.
2. la capacidad de una pila equivalente circunscrita en el grupo, incluyendo la resistencia sobre la totalidad del área perimetral y de la base.

A.6.6.5.3 Capacidad de Carga Axial en Roca. Los pilotes barrenados se empotran dentro de la roca para limitar el desplazamiento axial, incrementar la capacidad de carga y/o suministrar empotramiento para resistir la carga lateral, en la determinación de la capacidad de carga axial de pilotes empotrados en roca, se debe ignorar la resistencia lateral de los depósitos subyacentes de suelos.

En General, la resistencia lateral ocurre solamente por la carga de compresión axial sobre un pilote empotrado en roca hasta que se origine un asentamiento total del pilote, q_s , del orden de 1cm (3.4 pulg). A dicho desplazamiento se moviliza la resistencia última lateral que origina un desplazamiento entre el concreto y la roca que se traduce en cualquier carga adicional se transfiere a la punta del pilote.

A.6.6.5.4 Factores de Seguridad. Los pilotes en suelo o empotrados en roca deben diseñarse para un factor mínimo de seguridad mínimo de 2 contra la falla de capacidad portante (capacidad de punta, resistencia lateral, o combinación de las 2), cuando el diseño se base en resultados de ensayos de carga ejecutados en el sitio. De otra forma, los pilotes deben ser diseñados por un factor mínimo de

seguridad de 2.5. Los factores de seguridad mínimos recomendados se basan en un grado normal de control de calidad de campo durante la construcción del pilote, si no se asegura un adecuado control de calidad de campo, se deben utilizar factores de seguridad mayores a los mínimos recomendados.

2.3.2.5 Asentamientos

A.6.6.5.5 Deformación de Pilotes Cargados Axialmente. El asentamiento de pilotes cargados axialmente a los valores de trabajo o admisibles, deben evaluarse usando métodos de análisis elásticos o de transferencia de carga. En la mayoría de los casos, los análisis elásticos son aplicables para diseño, con tal que los niveles de esfuerzos en el pilote en relación con Qult sean moderados. Donde los niveles de esfuerzos son altos, se deben utilizar métodos de transferencia de cargas.

A.6.6.5.5.1 Pilotes en Suelo. Los asentamientos en pilotes deben ser evaluados para las cargas de diseño o de trabajo.

A.6.6.5.5.1.2 Suelos Cohesivos. El acortamiento elástico del pilote puede estimarse usando la siguiente relación:

$$\rho_s = \frac{PD}{AEc}$$

ρ_s = Asentamiento total en la cabeza del pilote

P = Carga lateral sobre el fuste.

D = longitud del fuste

A = Area del fuste del pilote

Ec = Modulo de elasticidad del concreto

A.6.6.5.5.1.2 Suelos no Cohesivos. El asentamiento a corto plazo de pilotes en suelos no cohesivos puede evaluarse usando la figura 11 y 12, las curvas en dichas gráficas indican la proporción de la resistencia lateral última Q_s y la resistencia de punta última Q_t , movilizadas a diferentes magnitudes de asentamiento. La carga axial total sobre el pilote Q es igual a la suma de la resistencia lateral Q_s y la resistencia de punta Q_t movilizadas. El acortamiento elástico del pilote puede estimarse usando la siguiente relación:

$$\rho_s = \frac{PD}{AEc}$$

ρ_s = Asentamiento total en la cabeza del pilote

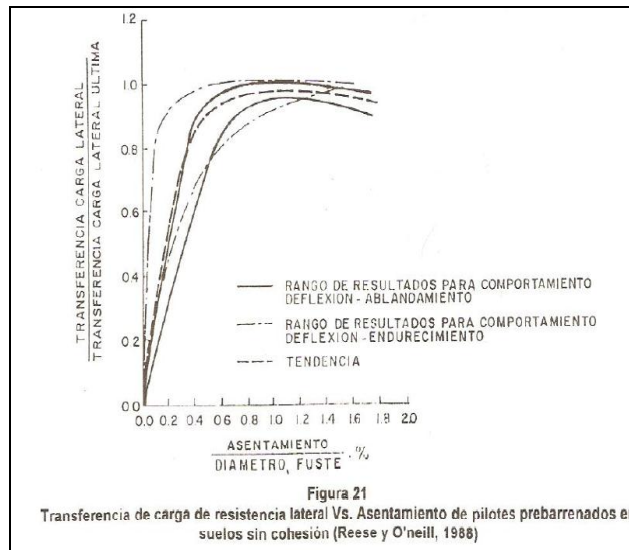
P = Carga lateral sobre el fuste.

D = longitud del fuste

A = Area del fuste del pilote

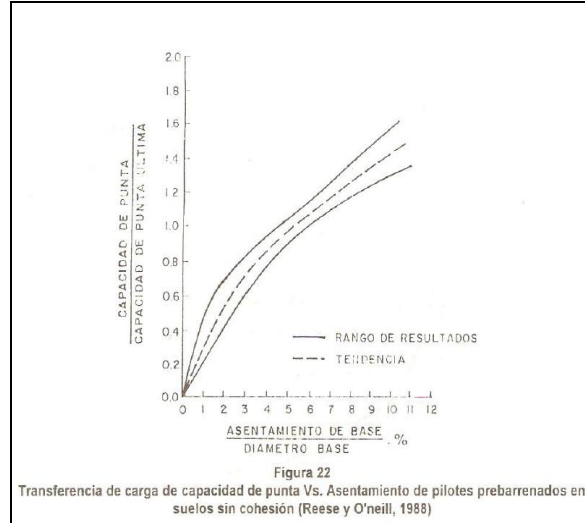
E_c = Modulo de elasticidad del concreto

Figura 10. Resistencia lateral vs asentamiento



Fuente: CCP Fig 21

Figura 11. Capacidad en punta vs asentamiento



Fuente: CCP Fig 22

A.6.6.5.5.1.3 Suelos Estratificados. El asentamiento a corto plazo de pilotes en suelos constituidos por estratos cohesivos y no cohesivos, puede evaluarse sumando el asentamiento de las capas cohesivas y friccionantes que constituyen el perfil del subsuelo.

A.6.6.5.5.2 Pilotes Empotrados en Roca. En la evaluación de desplazamientos de pilotes empotrados en roca, la resistencia a la deformación suministrada por los depósitos de suelos supra yacentes puede ignorarse. De otra forma la transferencia de carga al suelo como una función del desplazamiento puede estimarse de acuerdo con el numeral A.6.6.5.5.1

$$p_s = Q \left[\left(\frac{I_p s}{B_r E_m} \right) + \left(\frac{D}{A E_c} \right) \right]$$

p_s = Asentamiento total en la cabeza del pilote

B_r = Diámetro de la sección empotrada en la roca.

D = longitud del fuste

A = Área del fuste

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

Ips = Factor de influencia de desplazamiento.

Em = Modulo de elasticidad del macizo rocoso.

A.6.6.5.6.1.2 Nivel Freático. Para efectos de diseño se debe utilizar el máximo nivel de agua esperado en el sitio.

2.3.3 Metodología complementaria. Partiendo de que el proyecto se enfoca básicamente en el estudio de cimentaciones profundas aplicadas a muros, estos casos de cimentación se usan en estructuras de gran complejidad y que resisten cargas elevadas. En la investigación se hace un enfoque de las metodologías aplicándolas a este tipo de estructuras de cimentación que usan pilotes para su funcionamiento que por sus características y cargas altas que deben soportar muchas veces llegan a convertirse en una pila o un caisson. Teniendo en cuenta estas características se puede inferir que el tipo de cimentación profunda a utilizar debe construirse in situ, es decir usando la metodología para pilotes pres excavados (pres barrenados) ya mencionados en el presente capítulo, los cuales generalmente se construyen en concreto.

El perfil de suelo a trabajar por tratarse de superestructuras que posiblemente atraviesan o están sobre zonas de movimientos de agua y niveles freáticos problemáticos debido a la profundidad de las cimentaciones, se encuentran suelos aluviales, es decir conformados por estratos de arena totalmente saturados, sin embargo se no menciona la metodología para suelos arcillosos en caso de encontrarse un suelo de este tipo. Debido a que el trabajo se enfoca en cimentaciones profundas para muros de contención se puede ver que se basa un poco en el estudio de superestructuras como puentes, ya que este caso no es muy común en edificaciones tradicionales.

2.3.3.1 Carga estructural. La NSR-10 hace una referencia a las cargas a utilizar, éstas están enfocadas al diseño de estructuras de concreto como edificios, por lo que se recomienda en el caso solo de edificaciones tomar de ella los valores para el cálculo de masas y pesos de los materiales que se establecen en B.3.2 para cargas muertas ver tabla B.3.2 aunque de esta tabla se rescatan alguna cargas que resisten la mayoría de superestructuras por lo que se pueden tener en cuenta. En cuanto a cargas vivas en se recomienda no trabajar con la NSR-10 en caso de estructuras diferentes a edificaciones ya que solo se manejan cargas para este tipo, mientras que en el CCP si se menciona una gran variedad de estas y aplicadas a casos diversos que usan por lo general cimentaciones profundas para muros de contención.

Por otro lado para determinar las cargas de diseño el CCP dedica un capítulo completo a este tema, el cual puede ser complementado por la NSR-10 con la parte que se menciona anteriormente. El capítulo A.5.3 del CCP hace referencia a todo lo referente en cargas. Podemos tener en cuenta secciones ya mencionadas en este texto como lo son A.5.6 PARA ESTRIBOS; A.5.7 PARA MUROS DE CONTENCIÓN y para un detallado cálculo de estas es necesario remitiros al capítulo A.3 CARGAS del CCP donde se menciona una completa metodología para el cálculo de cargas vivas, muertas, sismo y demás cargas de diseño.

2.3.3.2 Condiciones geotécnicas. Para determinar este factor se pueden tener en cuenta lo ya mencionado en el numeral H.6.4 de la NSR-10 para presión de tierras teniendo en cuenta las formulas y recomendaciones para calcula los siguientes los siguientes parámetros.

- Coeficiente de presión lateral de tierras (H.6.4.1)NSR-10 y (A.3.5.1.1) del CCP
- Empuje lateral de tierras (H.6.4.2)
- Estado en reposo (H.6.4.3)
- Estado activo (H.6.4.4)
- Estado pasivo (H.6.4.5)

- Empujes debidos al agua (H.6.5)
- Empujes por cargas externas (H.6.6)
- Nivel freático (H.4.6) NSR-10 y (A.6.6.5.6.1.2)CCP

Adicionalmente se deben tener en cuenta las secciones A.5.6 .2.2 y A.5.7.1.1 para estribos y muros respectivamente, donde se mencionan parámetros adicionales y factores de seguridad a tener en cuenta, para la metodología complementaria tomamos los siguientes factores de seguridad extraídos del CCP, por estar más enfocados a la superestructura a trabajar.

En el caso de encontrar condiciones como las mencionadas A.6.2.3 es necesario seguir las metodologías propuestas en esa misma sección del CCP.

NOTA: Para otras edificaciones se deben tener en cuenta los factores de seguridad mencionados H.6.9 de la NSR-10.

2.3.3.3 Capacidad de carga última de un pilote. Se plantea una metodología que se ajuste a los dos códigos, partiendo del argumento de que en ambos códigos dejan libre escogencia del método de diseño siempre y cuando se ajuste a las teorías de mecánica de suelos. Por lo que el método a usar aquí planteado está apoyado en metodologías del manual PILE DESIGN AND CONSTRUCTION RULES OF THUMB, dio manual está apoyado en teorías de diseño recomendadas por los códigos como NAVY NAVAFC DM-7.2 (1982).

Determinación de la carga última para pilotes en suelos cohesivos y no cohesivos.

$$Q_{uit} = Q_s + Q_t - w \quad (\text{compresion}) \text{ A.6.6.5.1 CCP}$$

Q_{uit} = carga ultima

Q_s = carga por punta

Q_t = carga por friccion lateral

La carga admisible o de trabajo axial se determina así:

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

$$FS = 3,0 \text{ tomado e NSR} - 10$$

Suelos cohesivos.

$$P_u = (9 * C_u * A_c) + (\alpha * C_u * A_p)$$

$$Q_u = 9 * C_u * A \text{ RESISTENCIA POR PUNTA}$$

$$S_u = \alpha * C_u * A_p \text{ RESISTENCIA POR FRICICION}$$

$$P_u = Q_u + S_u$$

Resistencia por punta

$$Q_s = 9 * C_u * A_c$$

$C_u =$ Cohesión del suelo.

$A_c =$ Area transversal en la punta del pilote.

Resistencia por fricción

$$Q_t = \alpha * C_u * A_p$$

$C_u =$ Cohesión del suelo.

$A_p =$ Area perimetral del pilote $(\pi * d) * L$

$\alpha =$ Factor de adhesión del material. Depende de la cohesión y la consistencia del suelo.

Tabla 9. Factor de adhesión

Pile Type	Soil Consistency	Cohesion Range (kN/m ²)	α
Timber and concrete piles	Very soft	0-12	0-1.0
	Soft	12-24	1.0-0.96
	Medium stiff	24-48	0.96-0.75
	Stiff	48-96	0.75-0.48
	Very stiff	96-192	0.48-0.33
Steel piles	Very soft	0-12	0.0-1.0
	Soft	12-24	1.0-0.92
	Medium stiff	24-48	0.92-0.70
	Stiff	48-96	0.70-0.36
	Very stiff	96-192	0.36-0.19

Source: NAVFAC DM 7.2

Fuente: NAVFAC DM 7.2

- **Suelos no cohesivos**

NOTA: se tomó una metodología basada en el manual mencionado, apoyada en el argumento de que considera un factor k de presión de tierra que los otros métodos no consideran, haciendo más acertado el cálculo.

Metodología Terzaghi modificada y NAVY NAVAFAC DM-7.2 (1982)

$$Q_{ult} = (\sigma'_t * N_q * A) + (K * \sigma'_v * \tan\delta * Ap)$$

$$Q_s = \sigma'_t * N_q * A \text{ RESISTENCIA POR PUNTA}$$

$$Q_T = K * \sigma'_v * \tan\delta * Ap \text{ RESISTENCIA POR FRICICION}$$

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

Resistencia por punta

$$Q_s = \sigma'_t * N_q * A$$

σ'_t = esfuerzo efectivo en la punta

A = Area de la seccion transversal de la punta de pilote, pila o caisson.

N_q = Factor de capacidad de carga, depende del Angulo de fricción del estrato a trabajar ϕ , y en cuenta si el pilote fue hincado (driven) o pre excavado (bored).

Tabla 10. Factor de capacidad de carga

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	
N_q (for driven piles)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145	<i>pre-excavados</i>
N_q (for bored piles)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72	<i>hincados</i>

(Source: NAVFAC DM 7.2)

Fuente: NAVFAC DM 7.2

Resistencia por fricción

Esta se debe analizar por partes, es decir haciendo un cálculo en cada estrato para finalmente sumar la resistencia de cada segmento y obtener la final.

$$Q_T = K * \sigma'_v * \tan \delta * A_p$$

$$A_p = \text{Area perimetral del pilote } (\pi * d) * L$$

L = longitud del pilote si solo se encuentra en un estrato,
de lo contrario este parámetro sería la longitud del estrato de suelo.

d = diámetro del pilote, pila o caisson

σ'_v = esfuerzo efectivo en el punto medio del estrato atravesado por el pilote

K = coeficiente de empuje lateral de tierra

$$K = \frac{K_a + K_o + K_p}{3}$$

$$K_o = 1 - \sin(\Phi)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \Phi/2)$$

Otra manera de calcular el coeficiente de presión lateral de tierra es por medio de la siguiente tabla, la cual mediante métodos empíricos ha arrojado valores aproximados de dicho parámetro.

Tabla 11. Coeficiente k (presión lateral de tierras)

Pile Type	K (piles under compression)	K (piles under tension—uplift piles)
Driven H-piles	0.5–1.0	0.3–0.5
Driven displacement piles (round and square)	1.0–1.5	0.6–1.0
Driven displacement tapered piles	1.5–2.0	1.0–1.3
Driven jetted piles	0.4–0.9	0.3–0.6
Bored piles (less than 24" diameter)	0.7	0.4

(Source: NAVFAC DM 7.2)

Fuente: NAVFAC DM 7.2

$$\delta = \frac{3}{4}\Phi \text{ Para cimentaciones de concreto}$$

$\delta = \text{parámetro calculado a partir de la tabla 10}$

Tabla 12. Angulo de fricción del pilote

Pile Type	δ
Steel piles	20°
Timber piles	$\frac{3}{4}\phi$
Concrete piles	$\frac{3}{4}\phi$

(Source: NAVFAC DM 7.2)

Fuente: NAVFAC DM 7.2

2.3.3.4 Carga ultima grupo de pilotes. Finalmente se hace la suma de las resistencias por punta y por fricción para obtener Qult. Y se aplica el factor de seguridad. Teniendo en cuenta que las cimentaciones profundas (pilotes, pilas o caisson), van soportar una las cargas transmitidas de una superestructura, generalmente se presenta una distribución de pilotes a lo largo y ancho de la sección del muro.

Figura 12. Pilotes en grupo vista en perfil y planta



Fuente: Design And Construction Rules of Thumb (Rowan Rajapakse)

Para determinar las correcciones y ajustes que se hacen a esta distribución se usan las recomendaciones del CCP A.6.6.5.2.4.2 complementadas con metodologías propuestas en el libro pile Design and Construction Rules of Thumb (Rowan Rajapakse, y las cuales se ajustan a las recomendaciones de los códigos

$$Qg = \xi * n * Qu$$

$Qg = \text{Carga ultima del grupo de pilotes.}$

$n = \text{numero de pilotes.}$

Q_u = Resistencia ultima del pilote aislado.

ϵ = Factor de eficiencia

Los factores de eficiencia para determinar la resistencia de pilotes en grupo son presentados en CCP A.6.6.5.2.4.2 como ya se había mencionado, los valores allí mencionados son complementados con la siguiente tabla para suelos arcillosos y arenosos, estos valores están dados en función de la separación entre elementos.

Tabla 13. Eficiencia de los pilotes en grupo para arcillas

Pile Group Efficiency for Clayey Soils	
Pile Spacing (center to center)	Group Efficiency
3 D	0.67
4 D	0.78
5 D	0.89
6 D or more	1.00

D = Diameter of piles

Fuente: Design and Construction Rules of Thumb (Rowan Rajapakse)

Tabla 14. Eficiencia de los pilotes en grupo para arenas

Pile Group Efficiency for Sandy Soils	
Pile Spacing (center to center)	Group Efficiency
3 D	0.67
4 D	0.74
5 D	0.80
6 D	0.87
7 D	0.93
8 D or more	1.00

D = Diameter of piles

Fuente: Design and Construction Rules of Thumb (Rowan Rajapakse)

2.3.3.5 Asentamientos. Se deben calcular los distintos tipos de asentamientos que se especifican a continuación según la NSR10 H.4.9:

- (a) Asentamiento máximo
- (b) Asentamiento diferencial
- (c) Giro

Se debe tener en cuenta que los asentamientos totales son la suma de los anteriormente mencionados, se calculan a 20 años y se deben limitar a los siguientes valores:

- (a) Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecten la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
- (b) Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Se considera un puente, a una construcción aislada, por lo tanto, el asentamiento máximo permitido para este es de 30 cm. Para efectos del trabajo, el análisis lo realiza el software PLAXIS 82, para las combinaciones de pilotes que cumplen la carga admisible, todo esto teniendo en cuenta que el software arroja un valor más preciso por experiencias y estudios.

3. CASO DE ESTUDIO

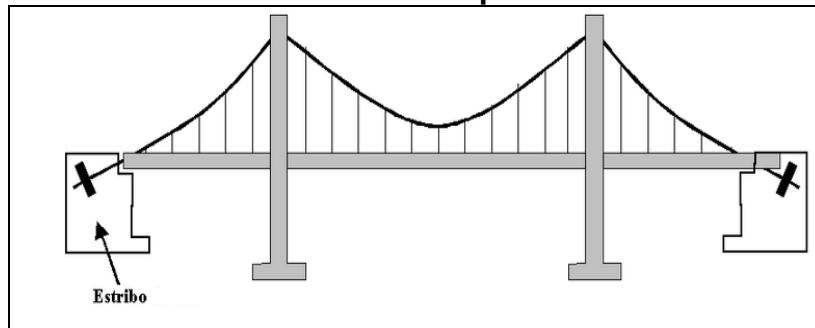
El objetivo de esta parte del proyecto, es determinar la resistencia y el número de pilotes necesarios o grupos de pilotes, que pueden soportar la carga transmitida en los estribos del puente, variando sus parámetros (diámetros y longitudes) de acuerdo a la metodología complementaria planteada tanto para suelos saturados para mostrar el análisis en un caso crítico, como para suelo seco para observar la sensibilidad de parámetros fácilmente, se busca dar opciones viables que garanticen un buen funcionamiento y desarrollo de la cimentación estructura según los códigos.

3.1 CARGA ESTRUCTURAL

Este proyecto está enfocado en el análisis de un par de estribos pertenecientes a un puente como modo de ejemplo, basado en experiencias, y análisis de cargas transmitidas del puente al estribo y, del estribo a la viga base para los pilotes; donde la carga está distribuida uniformemente sobre el estribo.

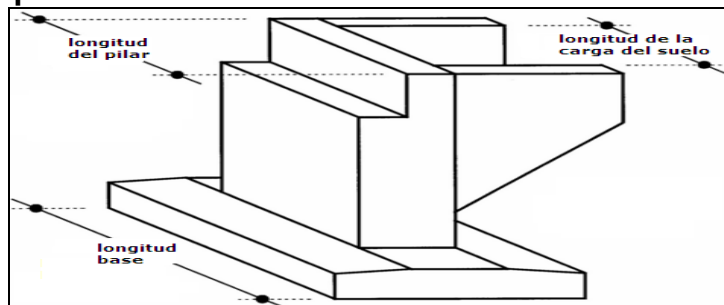
Dicha carga ya esta mayorada, y es igual a 6000kN por estribo, asumimos que fue determinada previamente por un diseñador estructural siguiendo las metodologías de cálculo de cargas anteriormente mencionadas. No se profundiza en su análisis y obtención, ya que no es el objetivo del trabajo. A continuación se puede observar generalidades y descripción grafica.

Figura 13. Ubicación de los estribos en un puente



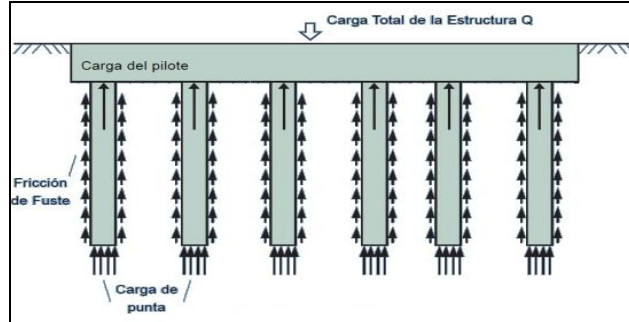
Fuente: Fine Ingeniería Civil en Puentes

Figura 14. Componentes de un estribo



Fuente: Fine Ingeniería Civil en Puentes

Figura 15. Esquema pilotes bajo el estribo

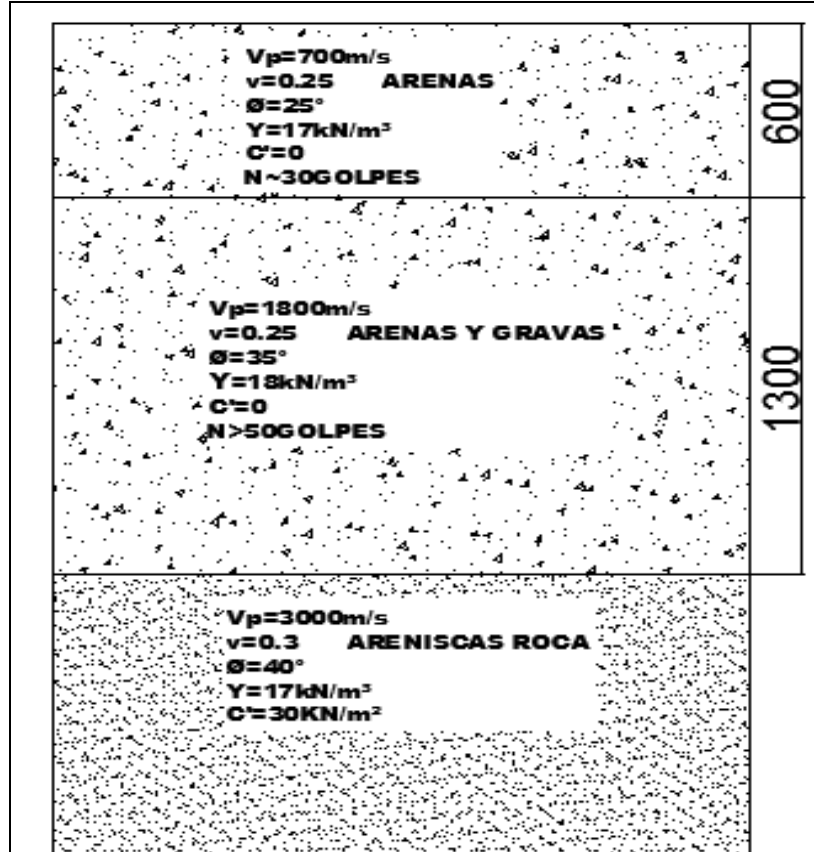


Fuente: Fine Ingeniería Civil en Puentes

3. 2 CONDICIONES GEOTÉCNICAS

Se tienen tres estratos de suelo con unas condiciones determinadas por ensayos de laboratorio y muestreos en campo, se plantean a modo de ejemplo dos condiciones para el suelo variando su nivel freático, uno en condiciones secas y otra en condiciones completamente saturadas para evaluar el estado más crítico y poder apreciar las diferencias entre estas. Se presenta a continuación el perfil de suelo del caso de estudio, con datos de experiencias de casos reales suministrado por el director del proyecto y utilizado únicamente como modo de ejemplo, no pertenece a un terreno en específico, cabe aclarar.

Figura 16. Perfil del suelo



Fuente: autores del proyecto

3.3 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN PILOTE

Se programa una hoja de cálculo en Microsoft office Excel, utilizando las ecuaciones recomendadas por los códigos y la metodología complementaria plateada en el trabajo, se realiza el cálculo de la carga por pilote para cada uno de los diámetros y longitudes tomadas tal como se puede apreciar en el anexo A y B, con ayuda de una hoja de cálculo, se obtiene una tabla que brinda diferentes posibilidades según la carga que se busca soportar, se tiene en cuenta a la hora de realizar la programación, las propiedades del suelo y las recomendaciones de las metodologías con su respectiva comparación o metodología complementaria.

En cuanto a los pilotes se debe recordar que son de concreto reforzado pre-excavados o in situ, los diámetros de estos varían entre 1.5 a 3 metros, mientras que las longitudes son de 10 a 23 metros de profundidad por recomendación del director de proyecto obtenidas en práctica o experiencias realizadas. Se tiene una viga cabezal o longitud base del estribo donde se fijan los pilotes de longitud 15 metros, y un ancho que depende del grupo de pilotes que se tome según el análisis.

Los datos de entrada con que se determina la carga admisible están determinados de acuerdo a la metodología complementaria. Se tiene para ambos casos un factor de seguridad de 3 según la metodología complementaria de la NSR 10 y un peso específico del concreto de 24 kN/m³.

Tabla 15. Datos de entrada suelo

ESTRATO SUPERIOR		
DATOS DE ENTRADA ESTRATO SUPERIOR(ARENA)		
PESO ESPECIFICO DEL SUELO SECO (γ_n)=	17	[KN/m ³]
ANGULO DE FRICCIÓN SUELO (ϕ')=	25	GRADOS
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (N_q) $f(\phi)$ =	5	
PROFUNDIDAD ESTRATO SUPERIOR =	6	[m]
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO DESDE SUPERFICIE	0	[m]
PESO ESPECIFICO AGUA (γ_w)=	10	[KN/m ³]
ANGULO DE FRICCIÓN SUELO (ϕ')=	18,75	
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRA (K)=	0,43633231	RADIANES
ESTRATO INFERIOR	1,14905102	
DATOS DE ENTRADA ESTRATO INFERIOR(ARENA)		
PESO ESPECIFICO DEL SUELO SECO (γ_n)=	18	[KN/m ³]
ANGULO DE FRICCIÓN SUELO (ϕ')=	35	GRADOS
FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA (N_q) $f(\phi)$ =	25	
PESO ESPECIFICO AGUA (γ_w)=	10	[KN/m ³]
ANGULO DE FRICCIÓN SUELO (ϕ')=	26,25	
COEFICIENTE DE PRESIÓN LATERAL DE TIERRA (K)=	0,61086524	RADIANES
	1,46252865	

Fuente: autores del proyecto

Tabla 16. Carga admisible de un pilote suelo saturado

DIÁMETRO[m]	LONGITUD[m]													
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	602,63	695,06	793,52	898,03	1008,58	1125,17	1247,80	1376,48	1511,19	1651,95	1798,76	1951,60	2110,49	2275,42
1,1	704,25	809,60	921,60	1040,24	1165,53	1297,47	1436,05	1581,28	1733,16	1891,68	2056,85	2228,66	2407,12	2592,23
1,2	813,39	932,34	1058,54	1191,99	1332,69	1480,64	1635,84	1798,30	1968,00	2144,95	2329,16	2520,62	2719,32	2925,28
1,3	930,04	1063,26	1204,33	1353,26	1510,04	1674,68	1847,17	2027,52	2215,72	2411,78	2615,69	2827,46	3047,08	3274,56
1,4	1054,22	1202,37	1358,99	1524,07	1697,60	1879,59	2070,05	2268,96	2476,33	2692,16	2916,45	3149,19	3390,40	3640,07
1,5	1185,91	1349,68	1522,51	1704,40	1895,35	2095,37	2304,46	2522,60	2749,81	2986,09	3231,42	3485,82	3749,28	4021,81
1,6	1325,12	1505,17	1694,88	1894,26	2103,31	2322,02	2550,41	2788,46	3036,18	3293,56	3560,62	3837,34	4123,73	4419,78
1,7	1471,85	1668,85	1876,11	2093,65	2321,46	2559,55	2807,90	3066,53	3335,42	3614,59	3904,03	4203,75	4513,73	4833,99
1,8	1626,10	1840,72	2066,21	2302,57	2549,82	2807,94	3076,93	3356,80	3647,55	3949,17	4261,67	4585,05	4919,30	5264,42
1,9	1787,87	2020,78	2265,16	2521,03	2788,37	3067,20	3357,50	3659,29	3972,56	4297,30	4633,53	4981,24	5340,42	5711,09
2	1957,16	2209,02	2472,97	2749,01	3037,12	3337,33	3649,61	3973,99	4310,44	4658,98	5019,61	5392,32	5777,11	6173,99
2,1	2133,96	2405,46	2689,64	2986,52	3296,08	3618,33	3953,27	4300,89	4661,21	5034,22	5419,91	5818,29	6229,36	6653,12
2,2	2318,29	2610,08	2915,17	3233,56	3565,23	3910,20	4268,46	4640,01	5024,86	5423,00	5834,43	6259,16	6697,17	7148,49
2,3	2510,13	2822,90	3149,56	3490,12	3844,58	4212,94	4595,19	4991,34	5401,39	5825,33	6263,17	6714,91	7180,55	7660,08
2,4	2709,50	3043,90	3392,81	3756,22	4134,13	4526,55	4933,46	5354,88	5790,80	6241,22	6706,14	7185,56	7679,48	8187,90
2,5	2916,38	3273,10	3644,92	4031,85	4433,89	4851,03	5283,28	5730,63	6193,09	6670,65	7163,32	7671,10	8193,98	8731,96
2,6	3130,78	3510,48	3905,89	4317,01	4743,84	5186,38	5644,63	6118,59	6608,26	7113,64	7634,73	8171,52	8724,03	9292,25
2,7	3352,70	3756,05	4175,72	4611,70	5063,99	5532,60	6017,52	6518,76	7036,31	7570,17	8120,35	8686,84	9269,65	9868,77
2,8	3582,13	4009,81	4454,40	4915,91	5394,34	5889,69	6401,95	6931,14	7477,24	8040,26	8620,20	9217,05	9830,83	10461,52
2,9	3819,09	4271,76	4741,95	5229,66	5734,89	6257,65	6797,93	7355,73	7931,05	8523,90	9134,27	9762,16	10407,57	11070,51
3	4063,57	4541,90	5038,35	5552,93	6085,64	6636,48	7205,44	7792,53	8397,74	9021,09	9662,55	10322,15	10999,87	11695,72

Fuente: autores del proyecto

Tabla 17. Carga admisible de un pilote suelo seco

DIÁMETRO[m]	LONGITUD[m]													
	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
1	1572,35	1809,52	2060,29	2324,66	2602,62	2894,18	3199,33	3518,08	3850,42	4196,35	4555,89	4929,01	5315,74	5716,05
1,1	1842,93	2114,71	2401,44	2703,13	3019,77	3351,37	3697,93	4059,43	4435,89	4827,31	5233,68	5655,01	6091,28	6542,52
1,2	2134,12	2442,48	2767,16	3108,15	3465,45	3839,07	4229,00	4635,25	5057,81	5496,69	5951,87	6423,38	6911,19	7415,32
1,3	2445,92	2792,85	3157,44	3539,71	3939,66	4357,28	4792,57	5245,53	5716,17	6204,48	6710,47	7234,13	7775,46	8334,47
1,4	2778,33	3165,80	3572,29	3997,82	4442,39	4905,99	5388,62	5890,28	6410,97	6950,70	7509,47	8087,26	8684,09	9299,95
1,5	3131,35	3561,33	4011,71	4482,48	4973,64	5485,20	6017,15	6569,49	7142,22	7735,35	8348,86	8982,77	9637,08	10311,77
1,6	3504,98	3979,46	4475,70	4993,69	5533,43	6094,92	6678,16	7283,16	7909,91	8558,41	9228,66	9920,67	10634,42	11369,93
1,7	3899,21	4420,18	4964,25	5531,44	6121,73	6735,14	7371,66	8031,29	8714,04	9419,89	10148,86	10900,94	11676,13	12474,43
1,8	4314,06	4883,48	5477,37	6095,73	6738,57	7405,87	8097,65	8813,89	9554,61	10319,80	11109,46	11923,59	12762,19	13625,27
1,9	4749,51	5369,37	6015,06	6686,58	7383,92	8107,10	8856,11	9630,95	10431,63	11258,13	12110,46	12988,62	13892,62	14822,44
2	5205,58	5877,85	6577,31	7303,97	8057,81	8838,84	9647,07	10482,48	11345,08	12234,88	13151,86	14096,04	15067,40	16065,95
2,1	5682,25	6408,92	7164,13	7947,90	8760,22	9601,09	10470,50	11368,47	12294,98	13250,05	14233,66	15245,83	16286,54	17355,81
2,2	6179,53	6962,57	7775,52	8618,38	9491,15	10393,83	11326,42	12288,92	13281,33	14303,64	15355,87	16438,00	17550,04	18692,00
2,3	6697,42	7538,81	8411,48	9315,41	10250,62	11217,09	12214,83	13243,83	14304,11	15395,66	16518,47	17672,55	18857,90	20074,52
2,4	7235,92	8137,65	9072,00	10038,99	11038,60	12070,84	13135,71	14233,21	15363,34	16526,09	17721,48	18949,49	20210,13	21503,39
2,5	7795,02	8759,06	9757,09	10789,11	11855,12	12955,11	14089,09	15257,05	16459,01	17694,95	18964,88	20268,80	21606,70	22978,60
2,6	8374,74	9403,07	10466,75	11565,78	12700,15	13869,87	15074,94	16315,36	17591,12	18902,23	20248,69	21630,49	23047,64	24500,14
2,7	8975,06	10069,67	11200,98	12368,99	13573,72	14815,15	16093,28	17408,13	18759,68	20147,93	21572,90	23034,57	24532,94	26068,02
2,8	9596,00	10758,85	11959,77	13198,76	14475,81	15790,92	17144,11	18535,36	19964,67	21432,06	22937,50	24481,02	26062,60	27682,25
2,9	10237,54	11470,62	12743,13	14055,06	15406,42	16797,21	18227,42	19697,05	21206,11	22754,60	24342,51	25969,85	27636,62	29342,81
3	10899,69	12204,98	13551,06	14937,92	16365,56	17833,99	19343,21	20893,21	22484,00	24115,57	25787,92	27501,07	29254,99	31049,70

Fuente: autores del proyecto

3. 4 CARGA ULTIMA GRUPO DE PILOTES

En las tablas 13 y 14 se tiene la carga que resiste un pilote en condiciones secas y saturadas en caso critico, se utiliza la recomendación de 2.3.3.4 Pilotes en Grupo, de la metodología complementaria planteada en el proyecto, conociendo que se tiene un estribo con longitud base de 15 metros para realizar la distribución de los estribos y un ancho igual al número de pilotes requerido.

$$Qg = \xi * n * Qu$$

Qg = *Cara ultima del grupo de pilotes.*

n = *numero de pilotes.*

Qu = *Resistencia ultima del pilote aislado.* (Tabla 13 y 14)

ξ = *Factor de eficiencia* (Tabla 12)

Se plantean algunas distribuciones de pilotes, como ejemplo práctico del caso de estudio, pero se resalta que se pueden hacer muchas combinaciones según el criterio del diseñador que puede hacer la cimentación más eficiente y económica, tanto para la condición seca como para la saturada.

- **Seco.** Se modela la estructura de la cimentación con 4 hiladas de pilotes, cada una con 4 pilotes para un total de 16 pilotes por estribo; cada pilote de 23 metros de largo y 1 metro de diámetro, con separación entre cada uno de ellos de 3D (3 veces el diámetro del pilote) = 3m, para eficiencia de 0.67 (Tabla 12).

Calculo:

$$Qg = 0.67 * 16 * 5716.05$$

$$Qg = 61276.056 \text{ KN} > 6000 \text{ KN CUMPLE POR CARGA}$$

- **Saturado.** Se modela la estructura de la cimentación con 7 hiladas de pilotes, cada una con 4 pilotes para un total de 28 pilotes por estribo; cada pilote de 23

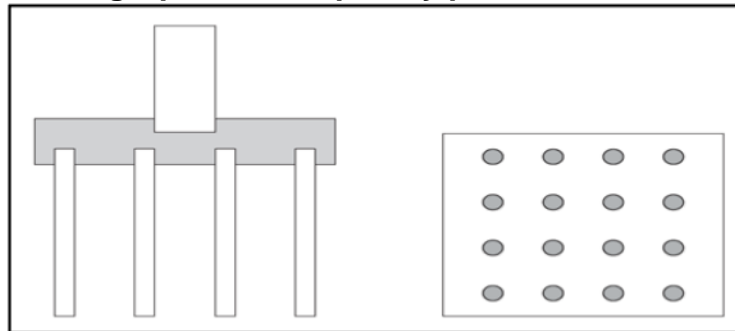
metros de largo y 1 metro de diámetro, con separación entre cada uno de ellos de 3D (3 veces el diámetro del pilote) = 3m, para eficiencia de 0.67 (Tabla 13).

Calculo:

$$Qg = 0.67 * 16 * 2275.42$$

$$Qg = 24392.5024 \text{ KN} > 6000 \text{ KN CUMPLE POR CARGA}$$

Figura 17. Pilotes en grupo vista en perfil y planta



Fuente: Design and Construction Rules of Thumb (Rowan Rajapakse)

3.5 ASENTAMIENTOS

Datos del programa

- **Para el suelo:** se tiene en cuenta la tabla 16, para obtener el valor del modulo elástico que requiere el programa para la modelación, también se puede tomar como:

$$E_{SUELO} = 766 * N \quad ; \quad \gamma_{SAT} = 1 \text{ mas que el } \gamma_M$$

Donde N, es el número de golpes por ensayo de penetración estándar o SPT.

Roca: $\gamma_M = \gamma_{SAT} = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$: son iguales ya que las rocas son impermeables

$$N = 180$$

- **Para el concreto:** se toma un $E_c = 18000000 \frac{KN}{m^2}$, un $\gamma_{CONCRETO} = 24 \frac{kn}{m^3}$, una $\nu = 0.2$, la inercia del pilote como $I = \frac{\pi * R^4}{4}$, el área del pilote como $A = \pi * R^2$ y su peso como $W = \gamma_{CONCRETO} * AREA\ PILOTE * 1\ METRO$

Tabla 18. Módulos de elasticidad suelo

Tipo de Suelo	Modulo de Elasticidad Es		Relación de Poisson
	lb/pulg ²	MN/m ²	
Arena suelta	1500-3500	10.35-24.15	0.20-0.40
Arena densa media	2500-4000	17.25-27.60	0.25-0.40
Arena densa	5000-8000	34.50-55.20	0.30-0.45
Arena limosa	1500-2500	10.35-17.25	0.20-0.40
Arena y Grava	10000-25000	69.00-172.50	0.15-0.35
Arcilla suave	600-3000	4.1-20.7	
Arcilla media	3000-6000	20.7-41.4	0.20-0.50
Arcilla firme	6000-14000	41.4-96.6	

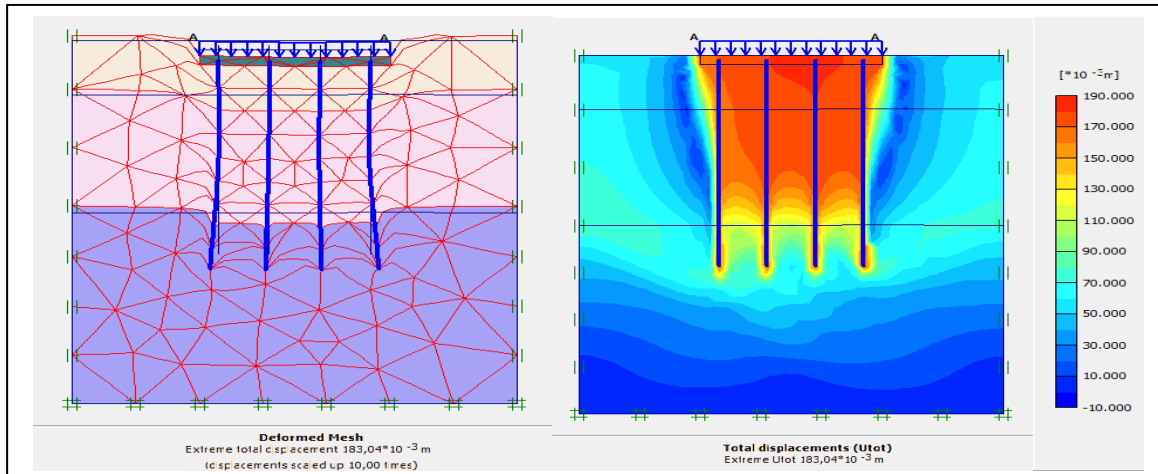
(BRAJA M. DAS 2001)

Fuente: BRAJA M.DAS

Por medio del software PLAXIS 82, se obtienen los resultados de asentamientos y se recuerda que el asentamiento máximo permitido es de 30 cm, por tratarse de una construcción aislada según 2.3.3.5 Asentamientos, de la metodología complementaria planteada en el proyecto, además siempre se debe modelar la estructura de la cimentación de tal forma que garantice el asentamiento más bajo posible, o por lo menos dentro del rango establecido para garantizar el buen desempeño de la estructura, ya que en el caso de tener tuberías subterráneas puede generarse aplastamiento de estas o daño a la estructura superficial debido a agrietamientos y deformaciones en sus pisos.

- **Suelo Seco.** Asentamiento de 18.3 cm < 30 cm cumple

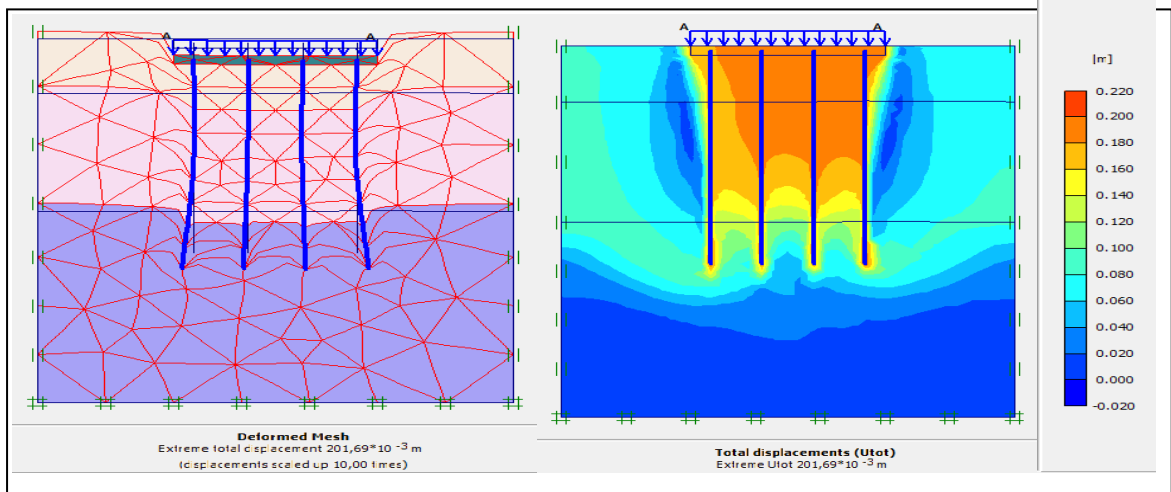
Figura 18. Asentamiento suelo seco con pilotes



Fuente: PLAXIS 82

- **Suelo Saturado.** Asentamiento de 20.2 cm < 30 cm cumple

Figura 19. Asentamiento suelo saturado con pilotes



Fuente: PLAXIS 82

4. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD DE PARÁMETROS

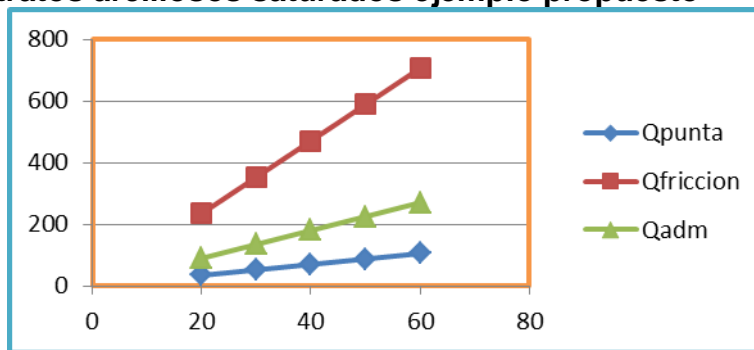
4.1 RESULTADOS EN EXCEL

Tabla 19. Estratos arcillosos saturados ejemplo propuesto

DIÁMETRO	1	m	F.S
LONGITUD	10	m	3,0
Φ	Qpunta	Qfriccion	Qadm
20	1452,99	638,08	588,74
22	1452,99	653,81	593,88
24	1452,99	670,85	599,56
26	1452,99	689,83	605,89
28	1452,99	711,12	612,98
30	1452,99	735,18	621,1

Fuente: autores del proyecto

Gráfico 1. Estratos arcillosos saturados ejemplo propuesto



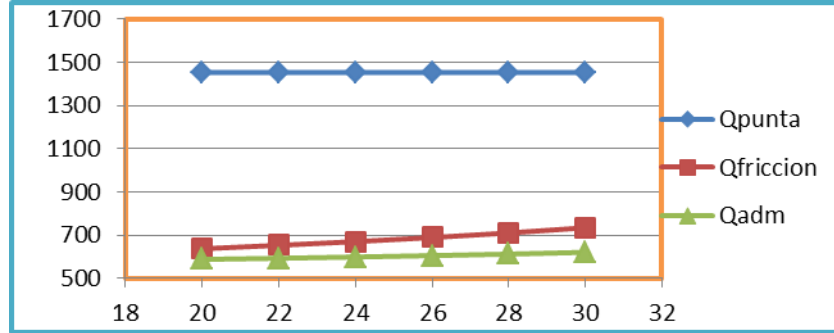
Fuente: Autores del proyecto

Tabla 20. Estratos arenosos saturados caso de estudio

DIÁMETRO	1	m	F.S
LONGITUD	10	m	3,0
Φ	Qpunta	Qfriccion	Qadm
20	1452,99	638,08	588,74
22	1452,99	653,81	593,88
24	1452,99	670,85	599,56
26	1452,99	689,83	605,89
28	1452,99	711,12	612,98
30	1452,99	735,18	621,1

Fuente: autores del proyecto

Gráfico 2. Estratos arenosos saturados caso de estudio



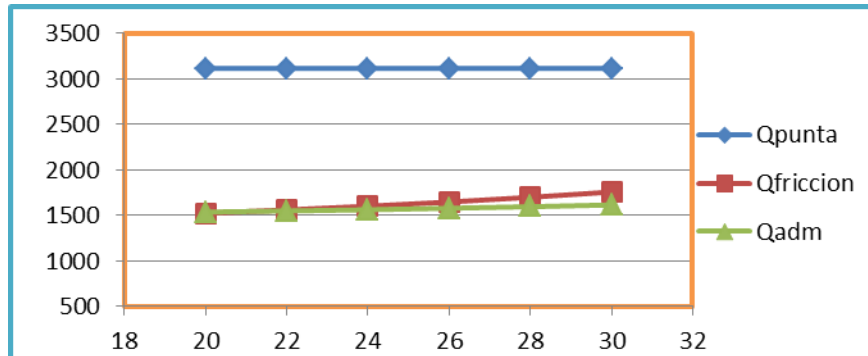
Fuente: autores del proyecto

Tabla 21. Estratos arenosos secos caso de estudio

DIÁMETRO	1	m	F.S
LONGITUD	10	m	3,0
Φ	Qpunta	Qfriccion	Qadm
20	3116,48	1524,5	1538,6
22	3116,48	1561,92	1551,08
24	3116,48	1603,3	1564,08
26	3116,48	1649,4	1580,24
28	3116,48	1701,12	1597,48
30	3116,48	1759,55	1616,96

Fuente: autores del proyecto

Gráfico 3. Estratos arenosos secos caso de estudio



Fuente: autores del proyecto

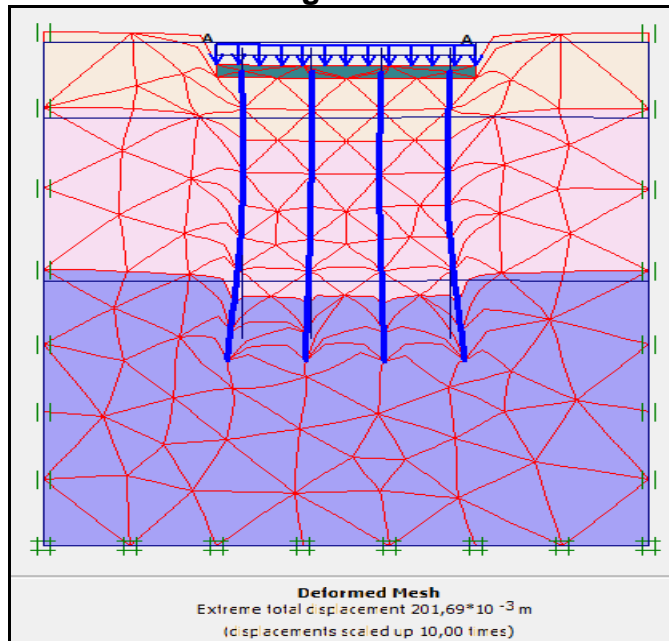
NOTA: A partir de las anteriores graficas se demuestra que los parámetros usados en la metodología propuesta son correctos.

4.2 RESULTADOS EN PLAXIS 82

Para el análisis de sensibilidad, en el programa PLAXIS 82, varía en el suelo saturado y seco algunas propiedades como el ángulo de fricción, la cohesión, el número de pilotes, el nivel freático y se realiza el análisis en software para obtener los asentamientos totales en diferentes condiciones de suelo y obtener una sensibilidad de parámetros debida al cambio de las propiedades del suelo. La variación es de la siguiente forma:

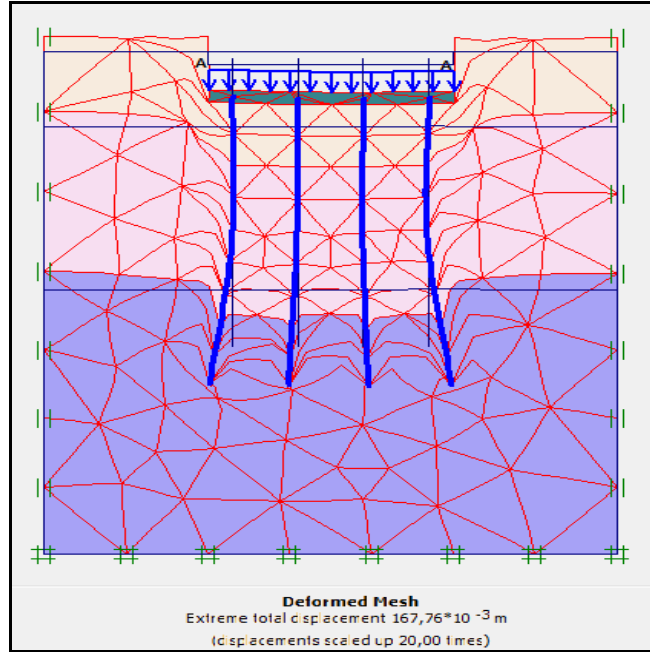
- **Saturado.** Se cambia la cohesión y el ángulo de fricción de la primera capa en el suelo saturado, simulando un cambio del estrato como se haría en la realidad al extraer un suelo malo y cambiarlo por un suelo más cohesivo cuando las opciones no son favorables, todo esto para reducir los asentamientos y cumplir con los permitidos de la siguiente manera.

Figura 20. Esquema: Cohesión 0 original - Asentamiento 20.17 cm



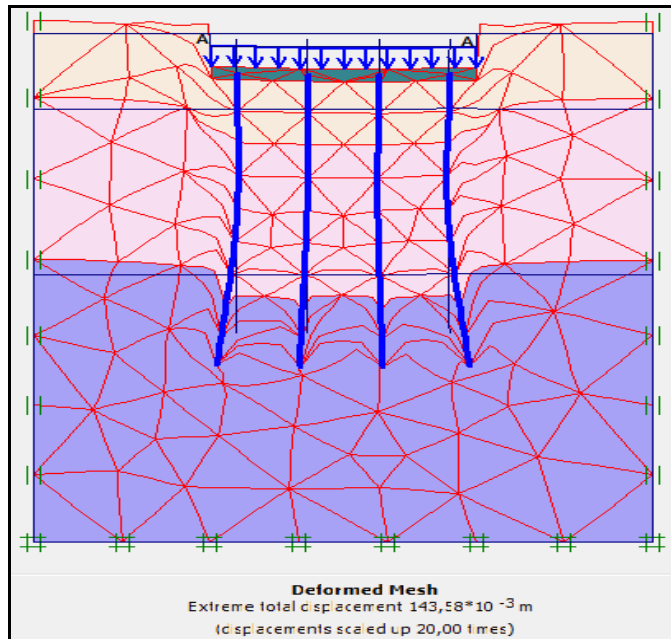
Fuente: PLAXIS 82

Figura 21: Esquema: Cohesión 15 - Asentamiento 16.78 cm



Fuente: PLAXIS 82

Figura 22. Esquema: Cohesión 30 - Asentamiento 14.36 cm



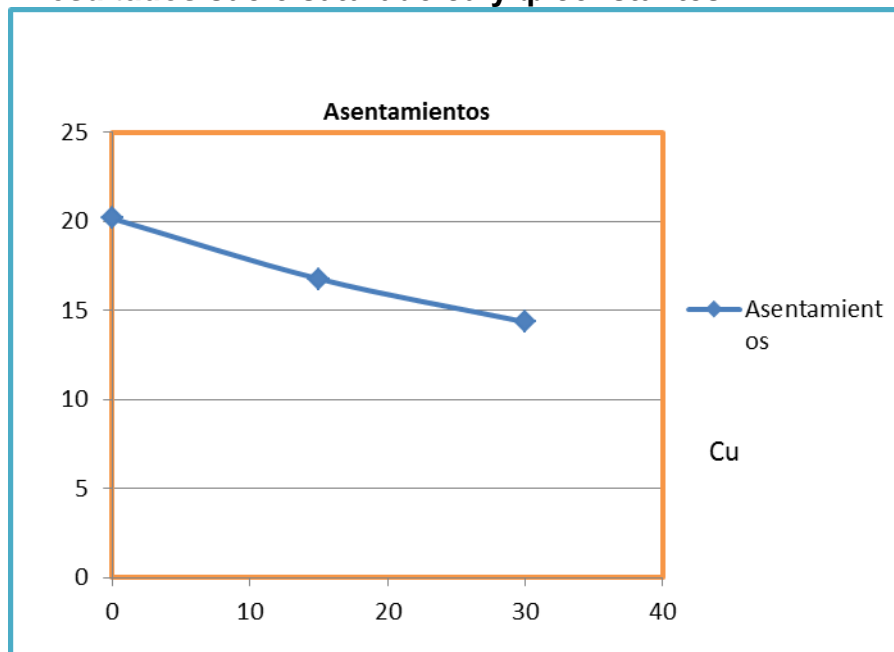
Fuente: PLAXIS 82

Tabla 22. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes

DIÁMETRO	1	m
LONGITUD	23	m
Cu cohesión	Asentamientos	
0	20,17	cm
15	16,78	cm
30	14,36	cm

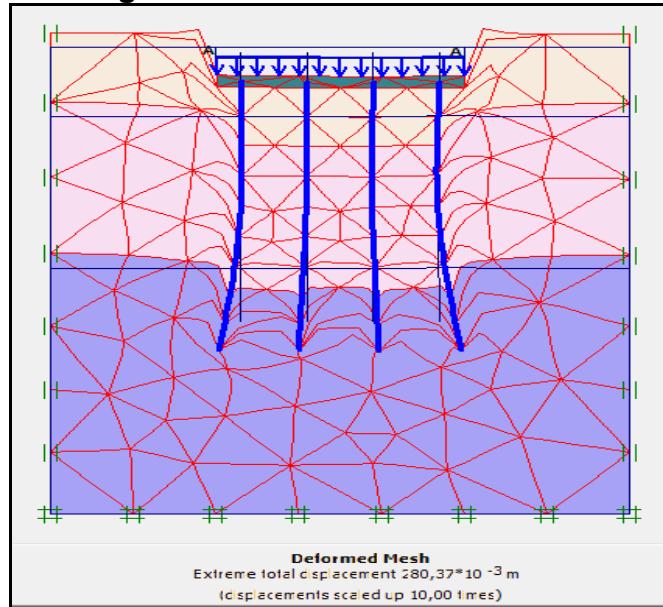
Fuente: autores del proyecto

Gráfico 4. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes



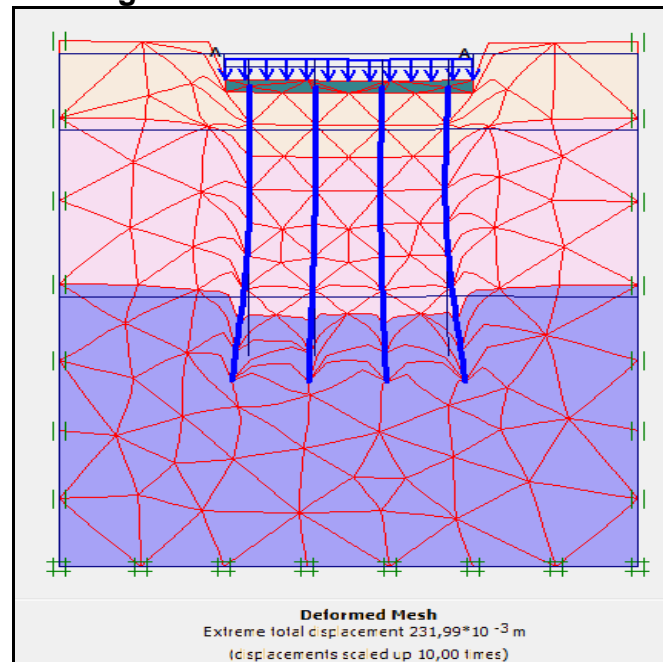
Fuente: Autores del proyecto

Figura 23. Esquema: Angulo de fricción 15 - Asentamiento 28.04 cm



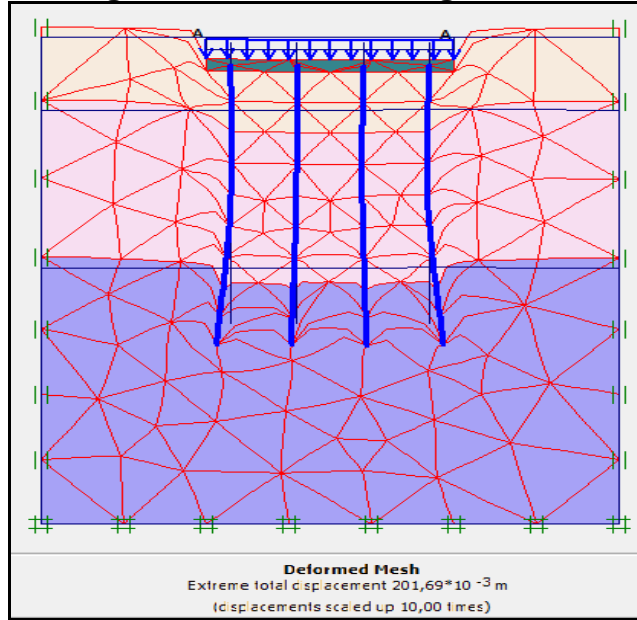
Fuente: PLAXIS 82

Figura 24. Esquema: Angulo de fricción 20 - Asentamiento 23.20 cm



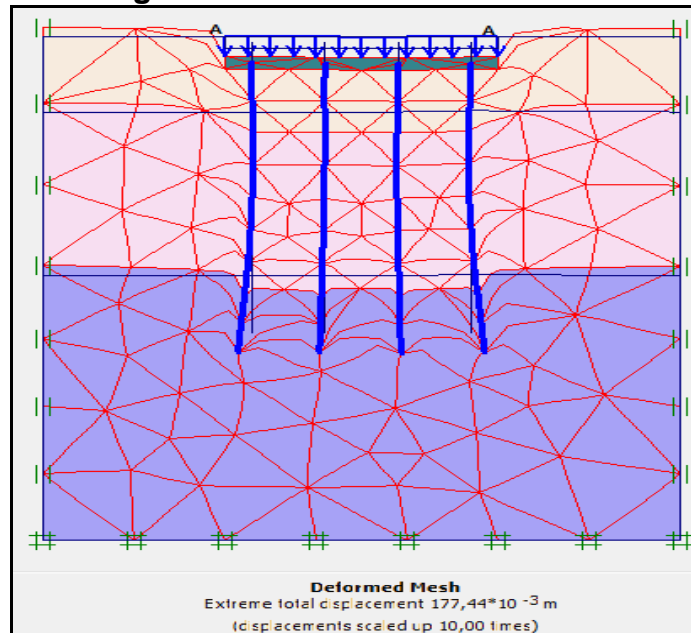
Fuente: PLAXIS 82

Figura 25. Esquema: Angulo de fricción 25 original - Asentamiento 20.17 cm



Fuente: PLAXIS 82

Figura 26. Esquema: Angulo de fricción 30 - Asentamiento 17.74 cm



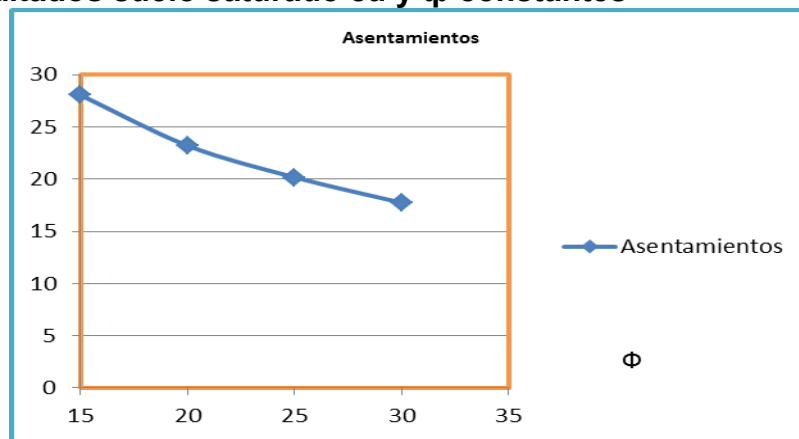
Fuente: PLAXIS 82

Tabla 23. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes

DIÁMETRO	1	m
LONGITUD	23	m
Φ	Asentamientos	
15	28,04	cm
20	23,2	cm
25	20,17	cm
30	17,74	cm

Fuente: Autores del proyecto

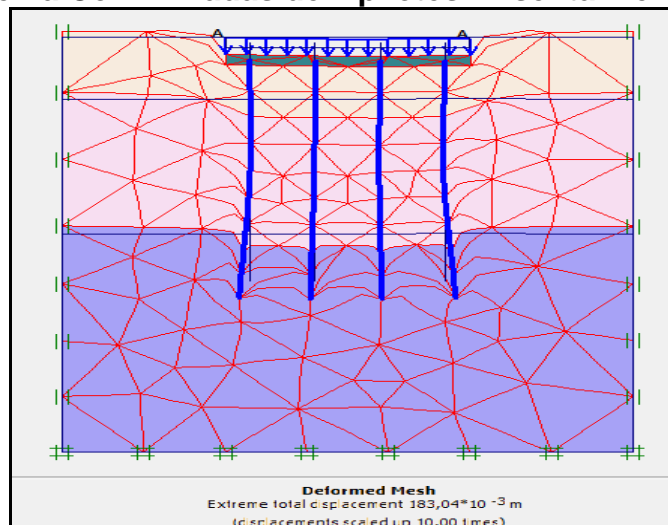
Gráfico 5. Resultados suelo saturado cu y ϕ constantes



Fuente: Autores del proyecto

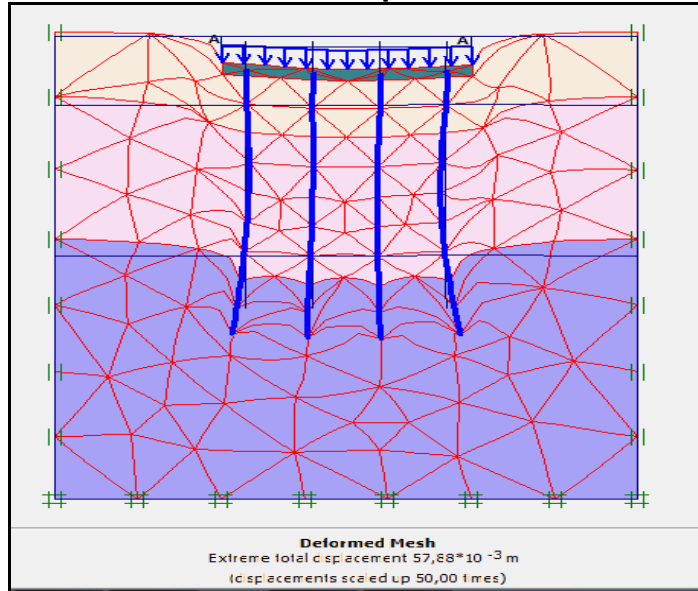
- **Seco.** Se colocan dos hiladas de 4 pilotes de más, para reducir el asentamiento de 18 cm a 5 cm.

Figura 27. Esquema Con 4 hiladas de 4 pilotes - Asentamiento 18.30 cm



Fuente: PLAXIS 82

Figura 28. Esquema: Con 6 hiladas de 4 pilotes - Asentamiento 5.79 cm



Fuente: PLAXIS 82

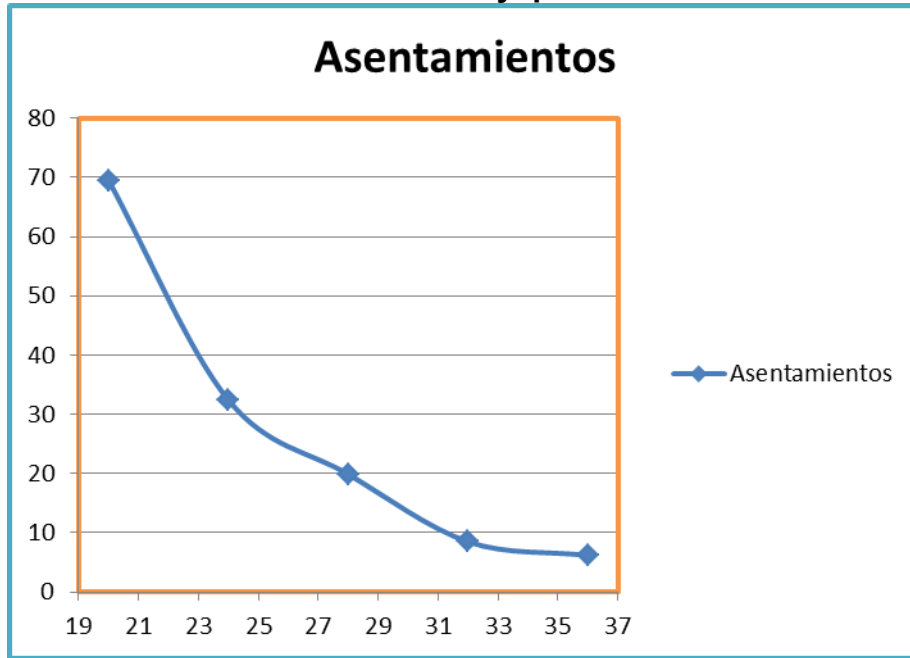
Ahora variando la cantidad de pilotes usada:

Tabla 24. Resultados suelo saturado c_u y ϕ constantes

DIÁMETRO	1	m
LONGITUD	23	m
No. de pilotes	Asentamientos	
36	6,2	cm
32	8,5	cm
28	19,9	cm
24	32,4	cm
20	69,4	cm

Fuente: autores del proyecto

Gráfico 6. Resultados suelo saturado c_u y ϕ constantes



Fuente: autores del proyecto

CONCLUSIONES

Al hacer la revisión de las metodologías de cada uno de los códigos (CCP Y NSR-10) con respecto al uso de cimentaciones se puede inferir que el CCP tiene una metodología mucho más completa, más estricta y dirigida en cuanto a requerimientos para cimentaciones profundas, es decir presenta unas condiciones donde restringe hasta cierto punto el uso de fórmulas o valores para el diseño de dicho elementos. Por otro lado la NSR-10 presenta este tipo de restricciones sólo para unos ítems muy particulares, mientras que para los otros factores la mayoría de las veces deja a libre escogencia del diseñador los métodos para cumplir con los requerimientos que plantea.

En la recopilación de información con respecto a métodos y teorías de diseño enfocadas a cimentaciones profundas, hay muchas metodologías de diferentes autores tales como Terzaghi, Meyerhof, (Nordlund 1963), cono de penetración (Schmertmann 1978), POULUS Y DAVIS NAVY NAVAFD DM-7.2 (1982).

Finalmente tomando las recomendaciones de los dos códigos se plantea una metodología que se ajuste a los dos códigos, partiendo del argumento de que en ambos códigos dejan libre escogencia del método de diseño, siempre y cuando se ajuste a las teorías de mecánica de suelos. Por lo que el método usado en este proyecto está apoyado en metodologías del manual PILE DESIGN AND CONSTRUCTION RULES OF THUMB, dicho manual está apoyado en teorías de diseño recomendadas por los códigos como NAVY NAVAFD DM-7.2 (1982).

Mediante una investigación basada en experiencias y testimonios de profesionales con enfoque en el tema de cimentaciones profundas, se determinó que en muros de contención de edificios, de vías u obras relativamente pequeñas no es

necesario el uso de cimentaciones profundas como pilotes o pilas, ya que dichos muros se pueden diseñar para que funcionen por gravedad y así soporten las fuerzas actuantes. Por lo que el caso de estudio analizado, es un estribo de un puente ó superestructura acogiéndonos al argumento, de que estos elementos por soportar elevadas cargas sí necesitan algún tipo de cimentación profunda.

El manejo de herramientas computacionales aplicado a cimentaciones profundas ofrece grandes ventajas tales como el ahorro de tiempo, precisión en cálculos y resultados más confiables. Plaxis ofrece una interfaz muy dinámica para analizar diferentes disposiciones ó diseños de cimentaciones profundas, permitiendo variar parámetros del suelo para entender mejor el comportamiento de este y obtener mejores resultados, también permite generar rápidamente modelos geométricos muy precisos asociados a las disposiciones geotécnicas del terreno, lo cual permite que el programa se acerque en gran magnitud a situaciones reales. Por otro lado el manejo de excel permitió crear hojas de cálculo donde se pueden analizar y variar muchos parámetros del terreno, para así encontrar muchas soluciones al diseño que se desee.

Lo anteriormente mencionado es muy importante, ya que al tener diferentes soluciones es posible adoptar la solución más eficiente a la situación que se desee dar solución.

Se utilizó el software Plaxis para el análisis de asentamientos basados en otras investigaciones donde se demostró que los asentamientos generados por métodos convencionales son pequeños, mientras que por el método computacional son un poco más grandes, por lo que hay un mayor factor de seguridad usando las herramientas computacionales basadas en elementos finitos el cual se demuestra, con la figura 7.

En el capítulo 4: análisis de sensibilidad de parámetros, se puede observar que los asentamientos disminuyen inversamente proporcional a la cohesión, ángulo de fricción y número de pilotes, mientras que lo hacen directamente proporcional a la altura del nivel freático, lo que muestra que se puede disminuir asentamientos de las estructuras a construir y garantizar la estabilidad de la misma, disminuyendo el nivel freático en su suelo o cambiándolo en su estrato superior por uno que brinde en sus propiedades más cohesión y un ángulo de fricción elevado. Si con esto no basta y se tiene que recurrir a un pilotaje debido a la carga alta en la estructura.

Se pueden garantizar los asentamientos permisibles colocando una gran cantidad de pilotes sabiendo que si es mayor su separación, su diámetro y su longitud, la estructura generará un menor asentamiento que es lo que se debe buscar siempre.

Al realizar el análisis comparativo entre las dos metodologías, se encontró variaciones en ciertos aspectos y teniendo en cuenta que cada código infiere más en unos aspectos que en otros, a continuación se presenta una tabla resumen de los principales aspectos tratados. Teniendo en cuenta que para ciertos aspectos un código ofrece más claridad y precisión que el otro, en la tabla también se menciona una recomendación para la escogencia del código a trabajar.

Tabla 25. Resumen metodologías

TABLA RESUMEN METODOLOGÍAS			
ITEM MENCIONADO	NSR-10	CCP	RECOMENDADO
CARGAS VIVAS	X	X	CCP
CARGAS MUERTAS	X	X	CCP
CARGAS PARA ESTRIBOS Y MUROS DE CONTENCIÓN		X	CCP
CARGAS DE TRÁNSITO		X	CCP
CARGAS EXTERNAS	X		NSR-10
EMPUJES DE TIERRA EN MUROS DE CONTENCIÓN	X	X	NSR-10
ESTADO ACTIVO Y ESTADO PASIVO	X	X	NSR-10
EMPUJES DE AGUA	X	X	NSR-10
FUERZAS DE VIENTO	X	X	CCP
CONTROL DE FLUJO DE AGUA	X	X	NSR-10
PRESIÓN DE TIERRA	X	X	CCP
COEFICIENTE K (PRESIÓN LATERAL DE TIERRA)	X		NSR-10
CAPACIDAD DE FALLA DESLIZAMIENTO VOLCAMIENTO	X		NSR-10
FUERZAS SÍSMICAS	X	X	CCP Y NSR-10
F.S DESLIZAMIENTO, VOLCAMIENTO ESTABILIDAD	X		NSR-10
CAPACIDAD PILOTES	X	X	CCP
ESTADOS LIMITES DE FALLA Y SERVICIO	X		NSR-10
CIMENTACIÓN EN ROCA	X	X	CCP
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	X	X	CCP Y NSR-10
ASENTAMIENTOS	X	X	CCP Y NSR-10
LIMITES DE ASENTAMIENTOS	X		NSR-10
ENCAMISADO DE CIMENTACIONES PROFUNDAD	X	X	CCP
PILOTES EN ROCA	X	X	CCP
EFFECTOS DE SOCAVACIÓN		X	CCP
F.S PARA NIVEL FREÁTICO Y ESTRIBOS		X	CCP
CAPACIDAD DE CARGA AXIAL		X	CCP
CAPACIDAD DE CARGA EN GRUPO		X	CCP
F.S PILOTES EN ROCA		X	CCP
PILOTES EMPOTRADOS EN ROCA		X	CCP

Fuente: Autores del proyecto

La metodología planteada se desarrolló mediante el análisis y comparación de varios parámetros, los cuales luego fueron analizados en tres clases diferentes de ejercicios, por lo que se profundiza más en unos aspectos, sin embargo la metodología complementaria mostrada en el libro está más generalizada y es aplicable a cimentaciones profundas tales como pilotes, pilas ó caissons.

BIBLIOGRAFÍA

- ✚ Asociacion Colombiana de Ingenieria Sismica, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10, (Título C Y H), Bogotá D.D., 2010. Enero 2010 ley 400 de 1997.

- ✚ Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes 3ED.

- ✚ BOWLES,J. Foundation Analysis and Design. Ed. Mc Graw Hill International. Singapore, 1988.

- ✚ BRAJA, Das. Principió de ingeniería de cimentaciones. Thompson Learning.

- ✚ BRAJA M. Das, Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Ed. Thomson S.A., México, 2001.

- ✚ BRAJA M. Das, Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Ed. Thomson S.A., México, 2001.

- ✚ MINISTERIO DE TRANSPORTE, Instituto Nacional de Vías; Código Colombiano de Diseño Sismico de Puentes, Bogotá, 1995.

- ✚ PLAXIS. General Information.

- ✚ PLAXIS. Reference Manual.

- ✚ PLAXIS. Tutorial Manual.

✚ Poulos Davis, Pile foundation Analysis and design.

✚ Ruwan Rajapakse, CCM, CCE, PE. Pile Design and Construction Rules of Thumb.

✚ Suárez Chacón, Vinicio A. y Kowalsky, Mervyn J. Diseño sísmico de pilas con pilotes pre-barrenados incluyendo la interacción: suelo-estructura.

ANEXOS

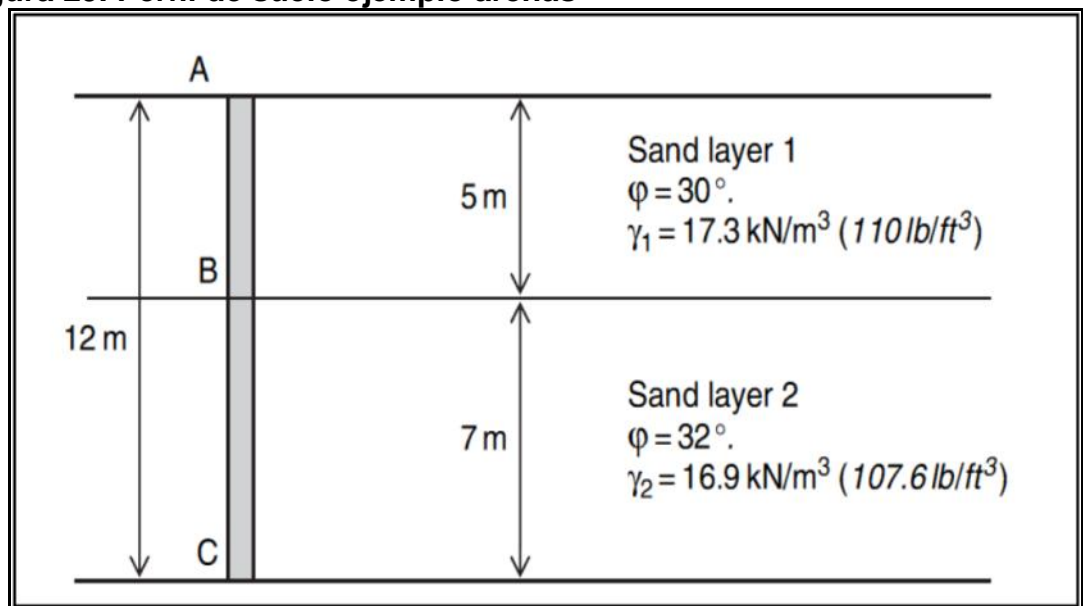
Anexo A. Ejemplo Cálculo Carga Admisible por Pilote, Estratos Arenosos

NOTA: Análisis para un solo pilote con dos estratos secos según recomendaciones del código.

Hallar la resistencia por punta, por fricción y la carga última para el pilote mostrado en la figura, con las condiciones mostradas, teniendo en cuenta que no hay presencia de nivel freático, y teniendo en cuenta las recomendaciones de la NSR-10 y el CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES.

1. El pilote es pre excavado y fabricado en concreto 0,5 m longitud 12 m.
2. Mediante una hoja de cálculo mostrar diferentes capacidades de carga última de varios pilotes, variando su longitud y diámetro.

Figura 29. Perfil de suelo ejemplo arenas



Fuente: Design and construction rules of thumb (Rowan Rajapakse)

NOTA: solución de acuerdo a las recomendaciones de los códigos

❖ NSR-10 (NORMA SISMO RESISTENTE DE COLOMBIA)

H.4.4 Cimentaciones con pilotes. La capacidad de un pilote individual debe evaluarse considerando separadamente la fricción lateral y la resistencia por la punta con las teorías convencionales de la mecánica de suelos.

H.4.6 Profundidad de cimentación. La profundidad mínima de cimentación para los cálculos de capacidad debe contemplar los siguientes aspectos, además de los incluidos en H.4.1 - Generalidades.

(a) La profundidad tal que se elimine toda posibilidad de erosión o meteorización acelerada del suelo, arrastre del mismo por tubificación causada por flujo de las aguas superficiales o subterráneas de cualquier origen.

(b) En los suelos arcillosos, la profundidad de las cimentaciones debe llevarse hasta un nivel tal que no haya influencia de los cambios de humedad inducidos por agentes externos (Véase el capítulo H-9).

(c) Es preciso diseñar las cimentaciones superficiales en forma tal que se eviten los efectos de las raíces principales de los árboles próximos a la edificación o alternativamente se deben dar recomendaciones en cuanto a arborización (Véase el capítulo H-9).

❖ C.C.P (CÓDIGO COLOMBIANO DE PUENTES)

A.6.6.5.1 Capacidad de carga axial en el suelo. La capacidad última axial, Q_{ult} de pilotes barrenados debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación tanto para la carga de compresión, como de tensión:

$$Q_{ult} = Q_S + Q_r - w \quad (\text{compresion})$$

$$Q_{ult} \leq 0.7Q_S + w \quad (\text{tension})$$

La carga admisible o de trabajo axial se determina así:

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

Los pilotes en suelos cohesivos pueden ser diseñados mediante métodos de análisis basados en esfuerzos totales y efectivos para condiciones de carga no drenada y drenada, respectivamente. Los pilotes en suelos friccionantes o sin cohesión deben diseñarse mediante métodos de esfuerzos efectivos para condiciones de cargas drenadas.

A.6.5.6.1.3- Capacidad axial de suelos no cohesivos. La capacidad ultima axial de pilotes en suelos no cohesivos se puede determinar usando métodos empíricos basados en esfuerzos efectivos (Nordlund 1963), o de métodos de ensayos in situ, tales como el cono de penetración (Schmertmann 1978), o el presuometro (Baguelin 1978). También se puede utilizar la metodología contenida en el libro de POULUS Y DAVIS o en el manual de la NAVY NAVAFD DM-7.2 (1982).

NOTA: Basados en las dos consideraciones se toma para diseñar el método basado en el manual de la NAVY NAVAFD DM-7.2 de 1982, debido a que esta metodología se acoge a las recomendaciones dadas por NSR- 10 y C.C.P como se menciono anteriormente, además considera el coeficiente de presión lateral de tierra (K); no tomamos los otros métodos también recomendados como el de POULUS Y DAVIDS ya que se puede caer en errores debido a su complejidad.

• **Solución ejercicio.** Método basado en el manual de la NAVY NAVAFD DM-7.2 DE 1982

$$Q_{ult} = (\sigma'_t * N_q * A) + (K * \sigma'_v * \tan\delta * Ap)$$

$$Q_S = \sigma'_t * N_q * A \quad \text{RESISTENCIA POR PUNTA}$$

$$Q_T = K * \sigma'_v * \tan\delta * Ap \quad \text{RESISTENCIA POR FRICION}$$

$$Q_{ult} = Q_S + Q_T$$

Donde:

Q_{ult} = capacidad de carga ultima

A_p = area de la seccion del pilote por friccion

A = area de la seccion transversal del pilote por punta

σ'_t = esfuerzo efectivo en la punta del pilote

N_q = coeficiente de soporte del suelo

K = coeficiente de presion lateral de la tierra

δ = angulo de fricción entre el pilote y el suelo

σ'_v = esfuerzo efectivo en el perimetro del pilote

Area pilote = π * diametro * longitud del pilote

Paso 1:

RESISTENCIA POR PUNTA:

Solo se trabaja con las propiedades de la capa de arena 2 ya que es donde descansa la punta del pilote.

$$Q_s = \sigma'_t * N_q * A$$

Donde:

(σ'_t = esfuerzo efectivo en la punta)

$$\sigma'_t = \gamma_1 * 5 + \gamma_2 * 7$$

$$\sigma'_t = 17.3 * 5 + 16.9 * 7 = 204.8 \text{KN/m}^2$$

Ahora se encuentra N_q usando la tabla 1 y utilizamos el ángulo de fricción donde descansa la punta del pilote, además se tiene en cuenta que en el caso mostrado, se trabaja con pilotes pre excavado, puesto sobre arena.

Para un ángulo de fricción de 30, tomamos un $N_q = 10$

Para un ángulo de fricción de 32, tomamos un $N_q = 14$

El diámetro del pilote es de 0.5 metros para nuestro ejemplo, se usa la tabla mostrada a continuación para determinar el factor N_q , teniendo en cuenta que los pilotes son pre excavados (bored).

Tabla 26: Angulo de fricción vs N_q

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	
N_q (for driven piles)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	86	120	145	<i>pre-excavados</i>
N_q (for bored piles)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	43	60	72	<i>hincados</i>

(Source: NAVFAC DM 7.2)

Fuente: Extraído NAVAC DM 7.2

Se toma el factor $N_q = 14$ debido que necesita el factor que se asocia al ángulo de fricción que encierra la punta del pilote ó caisson:

$$Q_s = 204.8 * 14 * \left(\pi * \frac{0.5^2}{4} \right)$$

$$Q_s = 562.97 \text{ KN}$$

Paso 2:

RESISTENCIA POR FRICICION

La fricción del pilote hay que analizarla en dos partes, la primera en el tramo A-B para el primer estrato (arena 1) y la segunda para el tramo B-C para la (arena 2).

$$Q_T = K * \sigma'_v * \tan \delta * A_p$$

Tramo A-B arena 1.

Se calcula el área perimetral del pilote o caisson, de cada tramo de suelo.

$$A_p = (\pi * d) * L$$

$$A_p = (\pi * 0.5) * 5$$

$$A_p = 7.854 \text{ m}^2$$

El valor de k se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$K = \frac{K_a + K_o + K_p}{3}$$

$$K_o = 1 - \text{sen}(\Phi)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \Phi/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \Phi/2)$$

Entonces:

$$K_o = 1 - \text{sen}(0,524) = 0,499$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{0,524}{2}\right) = 0,333$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{0,524}{2}\right) = 3,0027$$

$$K = \frac{0,499 + 0,333 + 3,0027}{3} = 1,278$$

Se obtiene el valor de σ'_v (esfuerzo efectivo por fricción) siempre calculado en el punto medio, en este caso en el de la capa de arena 1.

$$\sigma'_v(\text{punto medio}) = (5/2) * \gamma_1 = 2.5 * 17.3$$

$$\sigma'_v(\text{punto medio}) = 2.5 * 17.3$$

$$\sigma'_v(\text{punto medio}) = 43.3 \text{KN/m}^2$$

Obtener el ángulo de fricción del pilote que es igual a $\delta = \frac{3}{4}\varphi$ donde el ángulo de fricción φ es el perteneciente a la arena, y para pilotes de concreto pre excavados, teniendo en cuenta las consideraciones de la tabla 2.

Tabla 27. δ en función del material del pilote a construir

Pile Type	δ
Steel piles	20°
Timber piles	$\frac{3}{4} \phi$
Concrete piles	$\frac{3}{4} \phi$

(Source: NAVFAC DM 7.2)

Fuente: NAVAC DM 7.2

$$\delta = \frac{3}{4} * 30^\circ$$

$$\delta = 22.5^\circ$$

Calculo de resistencia por fricción en la arena 1:

$$Q_{T1} = K * \sigma'_v * \tan \delta * A_p$$

$$Q_{T1} = 1,278 * 43.3 * \tan(22.5^\circ) * 7.854$$

$$Q_{T1} = 180,03KN$$

Tramo b-c arena 2

$$A_p = (\pi * d) * L$$

$$A_p = (\pi * 0.5) * 7$$

$$A_p = 10.995 \text{ m}^2$$

El valor de k, se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$K_o = 1 - \text{sen}(0,524) = 0,469$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{0,524}{2} \right) = 0,307$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{0,524}{2} \right) = 3,258$$

$$K = \frac{0,499 + 0,333 + 3,0027}{3} = 1,344$$

Para obtener el valor de σ'_v (esfuerzo efectivo por fricción) siempre calculado en el punto medio, en este caso en el de la capa de arena 2.

$$\sigma'_v(\text{punto medio}) = (5 * \gamma_1) + (3.5 * \gamma_2)$$

$$\sigma'_v(\text{punto medio}) = (5 * 17.3) + (3.5 * 16.9)$$

$$\sigma'_v(\text{punto medio}) = 145.7 \text{KN/m}^2$$

Obtener el ángulo de fricción del pilote que es igual a $\delta = \frac{3}{4}\varphi$ donde el ángulo de fricción φ es el perteneciente a la arena 2:

$$\delta = \frac{3}{4} * 32^\circ$$

$$\delta = 24^\circ$$

Calculo de resistencia por fricción en la arena 2:

$$Q_{T2} = K * \sigma'_v * \tan\delta * A_p$$

$$Q_{T2} = 1,344 * 145.7 * \tan(24^\circ) * 10.995$$

$$Q_{T2} = 958,599 \text{KN}$$

Ahora se suma la resistencia de la arena 1 y de la arena 2 para obtener la resistencia por fricción del pilote.

$$Q_T = Q_{T1} + Q_{T2}$$

$$Q_T = 180,03 + 958,599 = 1138,63 \text{KN}$$

Paso 3:

Calcular la capacidad de carga última:

CCP:

A.6.6.5.1 Capacidad de carga axial del suelo: La capacidad última axial, Q_{ult} , de pilotes barrenados (Pre excavados) debe determinarse de acuerdo a la siguiente ecuación.

Métodos para estimar Capacidad de carga

$$Q_{ult} = Q_S + Q_T - W_{caisson}$$

$$Q_{ult} = 562,97KN + 1138,63KN - 24 * \frac{\pi}{4} * 0,5^2 * 12$$

$$Q_{ult} = 1645,05KN$$

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.S.}$$

$$Q_{adm} = \frac{1645,05}{3}$$

$$Q_{adm} = 548,35 KN$$

Calculo de la carga admisible aplicando la ecuación para el factor de seguridad recomendado por la NSR-10

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{F.S.} + W_{suelo} - W_{caisson}$$

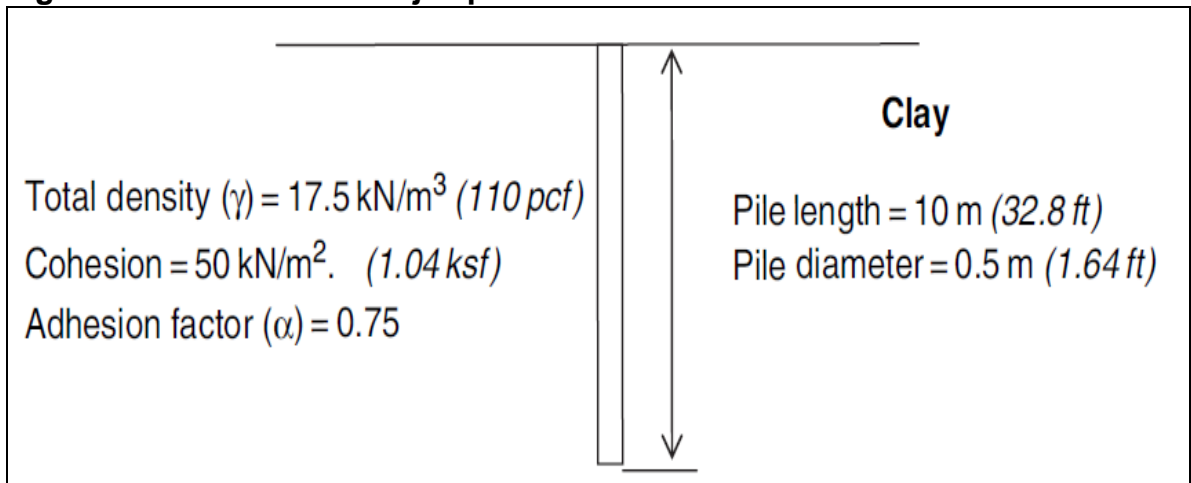
$$Q_{adm} = \frac{1701,6}{3} + 17,3 * \frac{\pi}{4} * 0,5^2 * 5 + 16,9 * \frac{\pi}{4} * 0,5^2 * 7 - 24 * \frac{\pi}{4} * 0,5^2 * 12$$

$$Q_{adm} = 560,68 KN$$

Anexo B. ejemplo cálculo carga admisible por pilote, estratos arcillosos

Ejemplo: hallar la resistencia por punta, por fricción y la carga última para el pilote de 10m de longitud, y un diámetro de 0,5m como se muestra en la figura, con las condiciones mostradas, teniendo en cuenta que no hay presencia de nivel freático, y teniendo en cuenta las recomendaciones de la NSR-10 y el Código Colombiano de Puentes.

Figura 30. Perfil de suelo ejemplo: arcilla



Fuente: Design and construction rules of thumb (Rowan Rajapakse)

Solución:

Resistencia por punta

$$Q_s = 9 * C_u * A_c$$

$$C_u = 50 \frac{KN}{m^2}$$

$$N_c = 9$$

$$A_c = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * 0,5^2}{4} = 0,196m^2.$$

$$Q_s = 9 * 50 * 0,196 = 88,2 KN$$

Resistencia por fricción

$$Q_t = \alpha * C_u * A_p$$

$$C_u = 50$$

$$A_p = (\pi * d) * L = (\pi * 0,5) * 10 = 15,7 \text{ m}^2$$

$$\alpha = 0,75$$

$$Q_t = 0,75 * 50 * 15,7 = 588,8 \text{ KN}$$

$$FS = 3,0 \text{ tomado e NSR - 10}$$

Resistencia última

$$P_u = (88,2) + (588,8) = 677 \text{ KN}$$

Se asume un factor de seguridad de 3,0 acogiéndonos a las condiciones impuestas por los códigos.

$$Q_{adm} = \frac{677 \text{ KN}}{3,0} = 225,7 \text{ KN}$$