

EVALUACION DE LA CARGA ULTIMA DE PILOTES PRE-EXCAVADOS PARA LA
AMPLIACION DE UN MUELLE DE CONTENEDORES, ANALISIS Y VALIDACION DE
DISEÑOS MEDIANTE RESULTADOS DE PRUEBAS PDA

CARLOS GILBERTO ARAQUE HERNANDEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA

2015

EVALUACION DE LA CARGA ULTIMA DE PILOTES PRE-EXCAVADOS PARA LA
AMPLIACION DE UN MUELLE DE CONTENEDORES, ANALISIS Y VALIDACION DE
DISEÑOS MEDIANTE RESULTADOS DE PRUEBAS PDA

CARLOS GILBERTO ARAQUE HERNANDEZ

Trabajo de grado modalidad profundización para optar al título de
Magíster en Geotecnia

Director
WILFREDO DELTORO RODRIGUEZ
Ingeniero Civil, M, Sc.

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FISICOMECANICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2015

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por la salud y la vida, sin el no fuese posible realizar este trabajo.

*Ingeniero Luis Eduardo Escobar e Ingeniera Bernardet Jiménez por brindarme la
oportunidad de desarrollar esta investigación.*

Ingeniero Wilfredo Deltoro Rodríguez por su direccionamiento y orientación.

*A mi hermano Ronald Edgardo Araque Hernández porque con su ayuda fue posible iniciar
estos estudios.*

A mis padres, esposa e hijo por su apoyo moral durante el desarrollo de mis estudios.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCION	15
1. OBJETIVOS	16
1.1 OBJETIVO GENERAL	16
1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS	16
2. ASPECTOS GENERALES	17
2.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.....	17
2.2 LOCALIZACION DEL PROYECTO	17
2.3 MARCO GEOLOGICO REGIONAL.....	19
2.3.1 Descripción general.....	19
2.3.2.1 Formación Mayorquín.....	19
2.3.2.2 Llanuras de mareas (Qm).....	20
2.3.2.3 Aluviones antiguos de la costa y de los ríos (Qa).....	21
2.3.2.4 Depósitos mareales, flujos de lodos y limos (QHa)	21
2.3.3.1 Tectónica.....	21
2.3.3.2 Fallas.....	21
2.4 CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO	21
3. MARCO TEORICO	24
3.1 CIMENTACIONES CON PILOTES.....	24
3.1.1 Pilotes de punta.....	24
3.1.2 Pilotes de fricción	26
3.2 PILOTES EN ROCA.....	26
3.2.1 Capacidad de carga por punta de pilotes en roca.....	27

3.2.2	Capacidad de carga por fuste de pilotes en roca	33
3.3	PRUEBA DE CARGA EN PILOTES	39
3.3.1	Ensayo de carga PDA	40
3.3.1.1	Ensayo Dinámico en pilotes pre excavados	41
3.3.2	Principios y análisis de la prueba PDA	42
3.3.2.1	Modelo sobre la ecuación de onda.	46
3.3.2.2	Fundamentos del programa CAPWAP	47
4.	METODOLOGIA Y DESARROLLO	49
4.1	CONSIDERACIONES INICIALES	49
4.1.1	Diseño de los pilotes	49
4.1.1.1	Estimación de la carga de diseño	53
4.1.2	Desarrollo en Campo.	56
4.2	EJECUCION DE LOS TRABAJOS.....	56
4.2.1	Proceso constructivo de los pilotes.....	56
4.2.1.1	Ubicación e hincado de camisa recuperable	57
4.2.1.2	Instalación de marco guía y de soporte	58
4.2.1.3	Excavación del pilote	58
4.2.1.4	Instalación de camisa permanente.....	59
4.2.1.5	Limpieza del pilote	59
4.2.1.6	Instalación del acero de refuerzo.	60
4.2.1.7	Vaciado de concreto.	61
4.2.1.8	Retiro de la obra falsa.....	62
4.2.2	Ejecución de la prueba PDA	62
4.2.2.1	Equipo utilizado durante la prueba.....	63
4.2.2.2	Alistamiento previo del pilote.....	65
4.2.2.3	Aplicación de la carga de impacto y toma de datos	67

5.	RESULTADOS Y ANALISIS	69
5.1	RESULTADOS DE LA INSPECCION EN CAMPO.....	69
5.2	RESULTADOS ENSAYOS DE CAMPO.....	73
5.3	ANALISIS DE RESULTADOS	75
5.3.1	Comparación de Capacidades de Carga.....	78
5.3.2	Evaluación del método de diseño	82
6.	CONCLUSIONES	88
7.	RECOMENDACIONES.....	89
	BIBLIOGRAFIA	90
	ANEXOS	91

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Resumen, valores de N_0 para distintos autores	28
Tabla 2. Valores de q_p establecidos por la norma DIN 1054:2005	29
Tabla 3. Resumen, valores de α para distintos autores.....	35
Tabla 4. Valores de q_f establecidos por la norma DIN 1054:2005.....	37
Tabla 5. Perfil típico pilotes en tierra y características de los suelos.	49
Tabla 6. Perfil típico pilotes en el mar y características de los suelos	51
Tabla 7. Resistencia a la compresión inconfiada de la roca.....	51
Tabla 8. Características del muestreo de compresiones inconfiadas	52
Tabla 9. Capacidades de carga admisible de los pilotes.....	55
Tabla 10. Equipo para Prueba PDA.	64
Tabla 11. Resultados Pruebas de Carga Dinámica (PDA).....	74
Tabla 12. Tabla General de Capacidades de Carga.....	77
Tabla 13. Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a la compresión simple.....	82
Tabla 14. Pilote seleccionado para los cálculos.	83
Tabla 15. Capacidad de carga por punta para diferentes Autores.....	84
Tabla 16. Capacidad de carga por fuste para diferentes Autores	85
Tabla 17. Capacidad de carga última para distintos autores.....	86

LISTA DE IMAGENES

Imagen 1. Localización del proyecto	18
Imagen 2. Area del proyecto.....	18
Imagen 3. Unidades geológicas de la zona.	20
Imagen 4. Estrato duro seguido de material compresible.....	25
Imagen 5. Estrato duro de gran espesor.....	25
Imagen 6. Relación entre q_c y q_p	29
Imagen 7. Factor de corrección J	31
Imagen 8. Factor de Carga N_{cr} para discontinuidades verticales abiertas.	32
Imagen 9. Factor de reducción α según Williams y Pells 1981.	38
Imagen 10. Factor de reducción β en función del factor de la masa rocosa.....	38
Imagen 11. Transductor de deformación (izquierda) y acelerómetro (derecha).	43
Imagen 12. Equipo analizador de hinca PDA*	43
Imagen 13. Curvas de Fuerza y velocidad obtenidas del ensayo de PDA.....	45
Imagen 14. Modelo de pilote y suelo planteado por E.A. Smith.....	46
Imagen 15. Comparación entre Fuerza medida y Fuerza calculada.....	48
Imagen 16. Resultado final del análisis CAPWAP.....	48
Imagen 17. Hincado de camisa de trabajo.....	57
Imagen 18. Marco guía y soportes.....	58
Imagen 19. Excavación del pilote.....	59
Imagen 20. Hincado de camisa perdida y retiro de camisa de trabajo.....	60
Imagen 21. Camisa perdida sujeta al marco guía.....	60
Imagen 22. Instalación del acero de refuerzo.....	61
Imagen 23. Colocación de concreto en la excavación.....	61
Imagen 24. Pilotes en su etapa final de construcción.....	62
Imagen 25. Descabece del pilote.....	65
Imagen 26. Realce en la cabeza del pilote.....	66
Imagen 27. Sensores de deformación y aceleración.....	66
Imagen 28. Marco guía para el martillo.....	67
Imagen 29. Control del asentamiento del pilote.....	68
Imagen 30. Registro de datos del analizador de hinca.....	68

Imagen 31. Material lodoso identificado en las excavaciones.....	69
Imagen 32. Arcillas y arcillas arenosas.....	70
Imagen 33. Roca meteorizada.....	70
Imagen 34. Material del estrato portante, Limolita.....	71
Imagen 35. Muestras de Arenisca, Estrato portante.....	72
Imagen 36. Gráfico comparativo pilotes $d=0.70m$	78
Imagen 37. Gráfico comparativo pilotes $d=0.80m$	79
Imagen 38. Valores promedio de Capacidad de Carga $d=0.70m$	80
Imagen 39. Valores promedio de Capacidad de Carga $d=0.80m$	81
Imagen 40. Gráfica de resultados de capacidades de carga.....	87

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Capacidad de carga vertical de un pilote en roca.....	26
Ecuación 2. Resistencia por punta de un pilote en roca.....	27
Ecuación 3. Resistencia última por punta de un pilote en roca.....	27
Ecuación 4. Resistencia por fuste de un pilote en roca.....	33
Ecuación 5. Resistencia última en el fuste de un pilote en roca.....	34

LISTA DE ANEXOS

ANEXO A. Caracterización del subsuelo de acuerdo a los sondeos.	91
ANEXO B. Sondeos realizados para el diseño.	92
ANEXO C. Proyección y distribución de pilotes.	93
ANEXO D. Tipo de Pilote según diseños.	94
ANEXO E. Pilotes ensayados con la PDA.	95
ANEXO F a. Perfil estratigráfico de pilotes a lo largo del eje C6.	96
ANEXO F b. Perfil estratigráfico de pilotes a lo largo del eje E10.	97

RESUMEN

TITULO:

EVALUACION DE LA CARGA ULTIMA DE PILOTES PREEXCAVADOS PARA LA AMPLIACION DE UN MUELLE DE CONTENEDORES, ANALISIS Y VALIDACION DE DISEÑOS MEDIANTE RESULTADOS DE PRUEBAS PDA*

AUTOR:

CARLOS GILBERTO ARAQUE HERNANDEZ**

PALABRAS CLAVES:

PILOTE
BASAMENTO ROCOSO
EMPOTRAMIENTO
CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA
ENSAYO DE CARGA DINAMICA

DESCRIPCION

La capacidad de carga última de un pilote ha sido tema de análisis por muchos años, desde que se ha utilizado este elemento como medio de cimentación para el sostenimiento de un sinnúmero de obras de ingeniería, influyendo en la implementación de nuevas técnicas que buscan determinar en campo la capacidad de carga de un pilote; estos métodos de ensayo buscan ser cada vez más eficientes, acarreando menores costos de implementación pero manteniendo un aceptable grado de confiabilidad.

En este trabajo se analizan pilotes construidos in situ y empotrados en roca, haciendo un seguimiento en su etapa constructiva, determinando en campo la profundidad de empotramiento en el basamento rocoso por medio de la inspección de sus excavaciones.

Posteriormente, se determinó la capacidad de carga de algunos pilotes mediante un Ensayo de Carga Dinámica (PDA), y con la información de campo de los pilotes, se calcularon sus capacidades de carga con el método utilizado para su diseño.

Luego, se establece para su análisis una comparación entre: la capacidad de carga obtenida en los ensayos PDA, la capacidad de carga última calculada por el método de diseño en base a los datos de campo, y la capacidad de carga última teórica.

Por último se evalúa el método empleado en los diseños para calcular la capacidad de carga teórica, tomando como referencia algunos de los métodos empíricos que se mencionan en el Capítulo 2.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Wilfredo Deltoro Rodríguez, Ingeniero Civil.

ABSTRACT

TITLE:

ULTIMATED LOAD EVALUATION OF BORED PILES FOR EXPANSION OF A SPRING CONTAINER, DESIGN ANALYSIS AND VALIDATION TESTS RESULTS USING PDA*

AUTHOR:

CARLOS GILBERTO ARAQUE HERNANDEZ**

KEYWORDS:

PILE
BEDROCK
ENBEDMENT
ULTIMATED LOAD CAPACITY
DINAMIC LOAD TEST

DESCRIPTION

The ultimate bearing capacity of a pile has been the subject of analysis for many years, since this element has been used as a means of foundation for the support of a number of engineering, influencing the implementation of new techniques that seek to determine field carrying capacity of a pile; these test methods seek to be ever more efficient, bringing lower implementation costs while maintaining an acceptable degree of reliability.

In this paper piles built on site and built into rock, following up on its construction stage, determining the embedment depth field in the bedrock through inspection of their excavations are analyzed.

Subsequently, the capacity of some piles using a Dynamic Load Test (PDA) was determined, and the field information of the piles, their capacities are calculated with the method used for their design.

Then, for analysis it establishes a comparison between: the capacity obtained in the PDA tests, ultimate load capacity calculated by the design method based on field data, and the theoretical ultimate load capacity.

Finally the method is evaluated on designs for calculating the theoretical load capacity, with reference to some of the empirical methods listed in Chapter 2.

* Degree Thesis.

** Physical-Mechanical Engineering Faculty. Civil Engineering. Director: Wilfredo Deltoro Rodríguez, Ingeniero Civil.

INTRODUCCION

El uso de pilotes como sistema de cimentación ha sido empleado por el hombre desde hace décadas atrás. Por eso, en su estudio y análisis a través de los años se ha logrado un vasto conocimiento y no por ello puede prescindirse de seguir estudiando, analizando e investigando sobre estos sistemas de cimentación ya que su funcionamiento se ve ligado muy directamente a elementos como suelos y rocas cuyas características geotécnicas son muy variables por la heterogeneidad con que se encuentran en distintas partes del globo terrestre. Esto hace que su comportamiento pueda llegar a ser impredecible en algunos casos.

Es por esto que el hombre en su necesidad de ampliar su conocimiento sobre el tema y minimizar las incertidumbres generadas al implementar estos sistemas de cimentación, ha planteado métodos de ensayos tanto en laboratorio como en campo que le permiten entender y predecir su comportamiento así como comprobar las hipótesis planteadas para su cálculo, diseño y construcción.

Con el presente trabajo se pretende analizar un sistema de cimentación basado en pilotes pre-excavados de punta en roca, comprobando por medio de pruebas de carga dinámica (PDA) la resistencia de algunos pilotes ensayados en campo. Se revisarán diferentes métodos para el diseño de pilotes en roca y se aplicarán algunos de ellos en el cálculo de la resistencia para los pilotes ensayados, con el propósito de establecer una comparación entre: la resistencia obtenida con algunos de los métodos de diseño estudiados, la obtenida de los ensayos en campo y la resistencia calculada teóricamente con base en los estudios de suelos e hipótesis planteadas durante el diseño de estos pilotes.

Con el análisis de los resultados obtenidos, se espera obtener una idea clara y concisa sobre la efectividad y confiabilidad de las pruebas PDA como método de ensayo para estimar la capacidad de carga última de pilotes, como también evaluar de alguna manera las hipótesis y métodos establecidos en el diseño de estos elementos.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Evaluar la capacidad de carga última para pilotes pre excavados en roca.

1.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Establecer el perfil estratigráfico del terreno y sus características mediante la inspección visual en campo.
- Controlar la profundidad de empotramiento necesaria para la construcción de pilotes pre excavados en roca.
- Estimación de la capacidad de carga de los pilotes mediante métodos analíticos y por medio de pruebas dinámicas (PDA).
- Análisis y comparación de resistencias teóricas con resultados de campo obtenidos de pruebas dinámicas (PDA).

2. ASPECTOS GENERALES

El presente estudio se fundamenta en la información recopilada en obra mediante la supervisión de las actividades de construcción de pilotes desarrolladas para cimentar una losa en concreto, cuyo propósito es el aumento en la capacidad de almacenamiento para un muelle de contenedores en la ciudad de Buenaventura (Colombia).

2.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

La obra como tal se resume en lo siguiente: la construcción de una losa en concreto soportada por un conjunto de vigas en dos direcciones el cual se apoya sobre un sistema de cimentación basado en pilotes pre excavados de punta en roca.

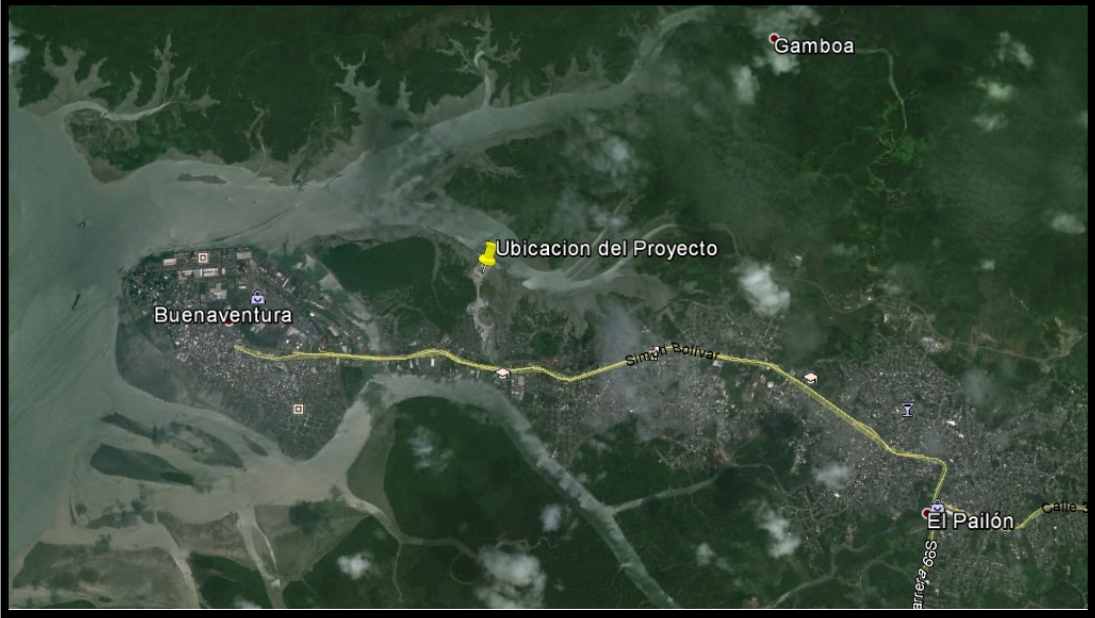
Según el estudio geotécnico de la zona donde se desarrolla el proyecto, el estrato de roca competente (basamento rocoso) es variable referente a su profundidad y estructura de la roca, lo que hizo fundamental una inspección y verificación permanente en campo durante las excavaciones para controlar y establecer la longitud adecuada de los pilotes.

2.2 LOCALIZACION DEL PROYECTO

El Proyecto en el cual se desarrolló la presente investigación se encuentra localizado a orillas del Océano Pacífico, dentro de la zona industrial de la ciudad de Buenaventura sector conocido como Estero Aguacate, departamento del Valle del Cauca en Colombia.

La **Imagen 1**, muestra la ubicación del proyecto dentro del área urbana de la ciudad; la **Imagen 2** señala en detalle las áreas intervenidas que comprenden la ampliación del muelle; dichas áreas se encuentran sombreadas con color naranja.

Imagen 1. Localización del proyecto



Fuente. Google Earth

Imagen 2. Area del proyecto



Fuente. El autor

2.3 MARCO GEOLOGICO REGIONAL

2.3.1 Descripción general. El territorio está constituido por terrenos con muy bajas propiedades geotécnicas superficiales. Esto se debe a dos procesos primordiales: descomposición de formaciones rocosas (Formación Mayorquín) de edad Terciario que han sido transformadas en arcillas y limos saturados con poca capacidad portante y terrenos lodosos formados en esteros, zonas de bajamar y manglares, en muchos sitios con nula capacidad portante.

Las características de los terrenos son el resultado de procesos de meteorización y de la oscilación de las mareas en interacción con ríos y esteros. La meteorización es acentuada por las altas temperaturas (promedio 27 grados centígrados) y precipitaciones del orden de 7000 milímetros al año. Con estos factores climáticos que incluyen lluvias durante todo el año, las rocas, además de descomponerse y transformarse en suelos blandos, hacen que éstos permanezcan saturados la mayor parte del tiempo. Por su parte los terrenos de bajamar son el producto de sedimentos de ríos y del flujo de las mareas (con oscilación promedio del orden de 4 metros), en permanente interacción con los manglares¹.

Dentro del área de influencia del proyecto se identifican unidades litológicas de acuerdo a la Imagen 3. Unidades geológicas de la zona. tales como llanuras de mareas (Qm), aluviones antiguos de la costa y de los ríos (Qa) y depósitos mareales (QHa) principalmente. El basamento rocoso lo compone principalmente rocas de la edad Terciaria de la Formación Mayorquín (Tpm).

2.3.2 Unidades geológicas.

2.3.2.1 Formación Mayorquín. Está conformada por areniscas, lutitas y limolitas las cuales presentan estratificación plana, paralela, continua y de espesor variable. El tamaño de grano varía entre arena media a arcilla, con textura homogénea².

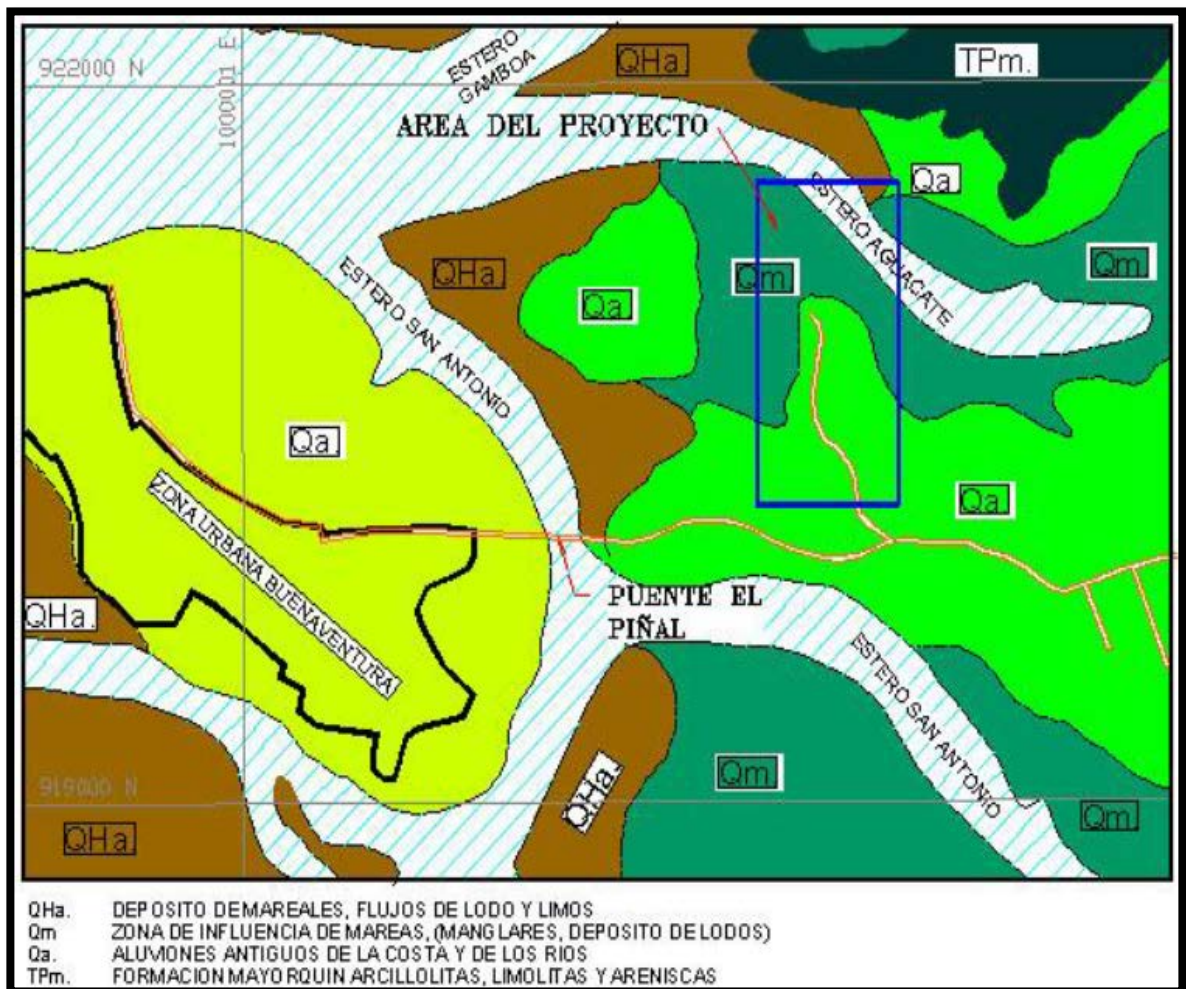
¹ OBSERVATORIO SISMOLOGICO DEL SUROCCIDENTE - OSSO, FUNDACION LA MINGA. Evaluación de amenazas naturales y bases para la mitigación de riesgos en el área urbana de Buenaventura, Informe Final. Santiago de Cali, 2000.

² HIDROCARIBE LTDA. Estudio de Impacto Ambiental - EIA, Proyecto Complejo Portuario Industrial - CPI, Buenaventura. Volumen I - Informe Principal. Bogotá, 2005.

La roca bajo el fondo marino, presenta una gran variación en su grado de meteorización, que va desde suelos arcillo- limosos (suelo residual) hasta la roca propiamente dicha. Los espesores de los diferentes materiales en que se meteoriza la roca, son variables y erráticos en algunos casos y depende de su disposición en el lecho marino¹.

2.3.2.2 Llanuras de mareas (Qm). Constituyen aquellas áreas que son inundadas durante las horas de mareas altas y constituyen el ambiente natural donde se desarrollan los manglares. En estas áreas predominan sedimentos finos de tipo limo.

Imagen 3. Unidades geológicas de la zona.



Fuente. EIA - Informe Principal. Hidrocaribe Ltda. Bogotá 2005.

¹ C.I.C. Consultores de Ingeniería y Cimentaciones S.A. Informe Geotécnico Patio de Contenedores. Proyecto C.I.C No. 886. Bogotá, 2012.

2.3.2.3 Aluviones antiguos de la costa y de los ríos (Qa). Son terrazas altas, son superficies planas y altas que contrastan con el paisaje de llanuras bajas o de mareas constituyendo zonas aplanadas formadas por sedimentos aluviales finos, arena fina y limos.

2.3.2.4 Depósitos mareales, flujos de lodos y limos (QHa). Corresponde a acumulaciones de sedimentos tipo arena, media a gruesa, depositados a lo largo de las líneas costeras o en ambientes deltaicos a manera de islas o bajos.

2.3.3 Geología estructural.

2.3.3.1 Tectónica. La actividad tectónica en la zona está relacionada con el hundimiento de la Placa de Nazca por debajo de la Placa Suramericana y la conformación de una microplaca en la zona de convergencia de las dos primeras. Esta subducción es el tipo de fuente sísmica de mayor actividad y amenaza, en términos de las magnitudes máximas y recurrencia.

2.3.3.2 Fallas. Por la relativa cercanía con el proyecto, cabe destacar las mencionadas fallas de Buenaventura y Naya-Micay, que tienen dirección general SW-NE sobre la Bahía de Buenaventura¹.

2.4 CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo con la exploración geotécnica realizada, los suelos en la zona del proyecto son de origen sedimentario y residual. En el continente se encuentran **rellenos antrópicos limo-arenosos blandos (Estrato 1)**, con algunas raíces, los cuales se presentan desde la superficie hasta aproximadamente 3m de profundidad.

Por debajo de los rellenos y como primer estrato en la zona sumergida, se presentan **lodos y sedimentos marinos (Estrato 2)**, conformados por limos arcillosos de color café grisáceo oscuro con materia orgánica (turba). De acuerdo con la clasificación USCS estos

¹ HIDROCARIBE LTDA. Estudio de Impacto Ambiental - EIA, Proyecto Complejo Portuario Industrial - CPI, Buenaventura. Volumen I - Informe Principal. Bogotá, 2005.

suelos clasifican como MH (limos de alta plasticidad). Este estrato se presenta a profundidades entre 0.00 y 11.0 m con respecto al nivel actual del terreno.

Subyaciendo los depósitos de lodos se presentan una capa de suelos residuales consistente en **limos arenosos y arcillosos con colores que varían entre el café y gris oscuro (Estrato 3)**, su consistencia es media. El estrato fue detectado a profundidades entre 7.17 y -11.53 MLWS. Dicho estrato clasifica en la carta de plasticidad de Casagrande como arcillas y limos de alta plasticidad CH. Puntualmente, también se presentan como arcillas de mediana a baja plasticidad CL y arenas arcillosas SC. Este material presenta una resistencia a la penetración estándar (SPT) entre 5 y más de 10 golpes/pie.

Subyaciendo los depósitos de suelos residuales, se encuentra un estrato de **roca altamente meteorizada (saprolito) (Estrato 4)**, la cual muestra características del basamento rocoso pero se fractura fácilmente con los dedos, por los planos preestablecidos, predominantemente en dirección horizontal. Este material que presenta una resistencia a la penetración estándar (SPT) entre 15 y más de 50 golpes/pie, se presenta con un espesor muy variable.

En el caso de las areniscas alteradas, la cementación se ha perdido por acción de la meteorización.

En el costado oriental, en algunas perforaciones realizadas en el continente, se encontró un **lente de gravas (Estrato 5)** sub-redondeadas de tipo aluvial, probablemente, indicando posiblemente la presencia de paleocauces en la zona.

El Estrato 6, corresponde al basamento rocoso, cuya frontera con respecto al estrato anterior es muy irregular. Este material ha sido identificado como **limolita arenosa** de color gris oscuro, la cual continúa más allá de la profundidad explorada y puede alcanzar espesores que superan los 100m. En algunas perforaciones, la limolita se encuentra intercalada por mantos de areniscas de grano fino a medio pobremente cementadas. La roca presenta una laminación que ha sido producto de su origen sedimentario que generó capas depositadas en diferentes épocas geológicas. Por su estructura laminada y por sus

características de roca blanda, la roca se fractura por los planos preestablecidos de debilidad¹.

El perfil de suelo descrito anteriormente se estableció gracias a los sondeos realizados, para el diseño se definieron varios perfiles de terreno como el mostrado en el **Anexo A**.

¹ C.I.C. Consultores de Ingeniería y Cimentaciones S.A. Informe Geotécnico Patio de Contenedores. Proyecto C.I.C No. 886. Bogotá, 2012.

3. MARCO TEORICO

El empleo de pilotes como elementos de cimentación de estructuras de cualquier tipo se hace necesario cuando la solución de cimentación superficial es técnicamente imposible o difícil de plantear, diseñar y construir, o cuando la solución de cimentación profunda es simplemente más conveniente y ventajosa que la superficial por consideraciones constructivas o de costos¹.

3.1 CIMENTACIONES CON PILOTES

Los pilotes son elementos esbeltos destinados a transmitir las cargas de la superestructura, a través de suelos blandos, a estratos más profundos y firmes. Según la forma como soportan las cargas y las transmiten al suelo de fundación, los pilotes pueden dividirse en dos grandes categorías: pilotes de punta y pilotes de fricción, pero vale la pena mencionar que en muchos casos la capacidad de carga de los pilotes se debe a una combinación de las dos fuentes (punta y fricción).

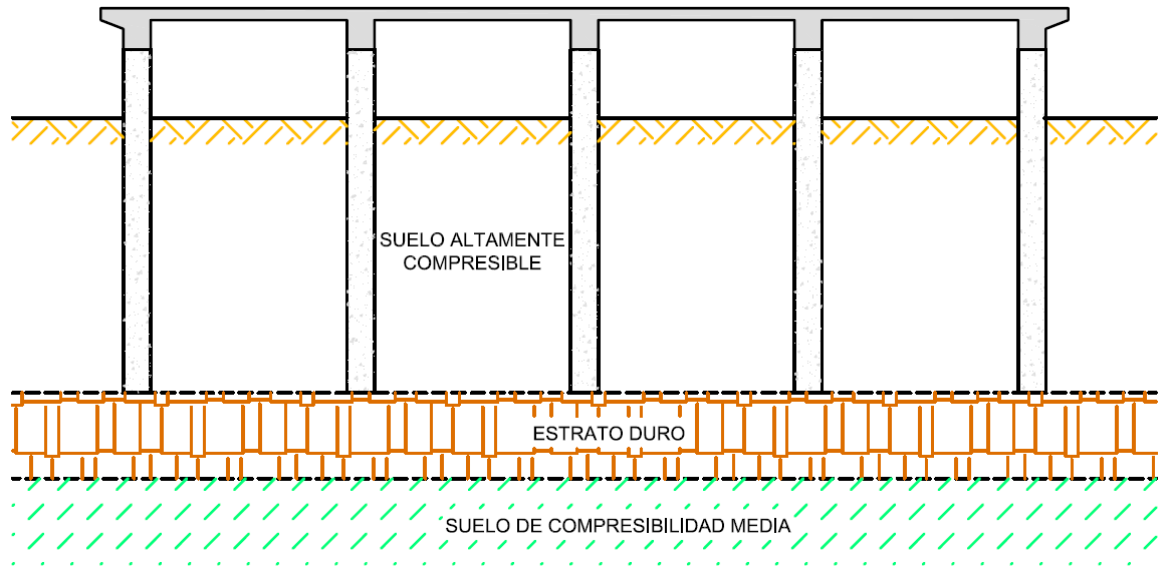
3.1.1 Pilotes de punta. En los pilotes de punta la mayoría de la carga es soportada por la resistencia del suelo ejercida contra la punta o base del pilote.

Para cimentaciones de este tipo se requiere encontrar a alguna profundidad un estrato duro de baja a muy baja compresibilidad y alta resistencia al corte, hasta donde se puedan llevar los pilotes para recibir soporte principalmente por la punta. Se pueden distinguir dos casos:

El primer caso (**Imagen 4**), se presenta cuando un estrato duro de espesor conveniente se encuentra subyacente por materiales de compresibilidad media. Después de resolver el problema de la capacidad de punta de los pilotes en el estrato duro, aún existe el problema de saber si el estrato de suelo compresible inferior tendrá un valor de capacidad de soporte adecuado, y también si los asentamientos totales y diferenciales estarán dentro de valores admisibles especificados para la fundación en cuestión.

¹ ING. JORGE ENRIQUE DURAN G. Modulo sobre Cimentaciones Profundas. Bucaramanga 2013.

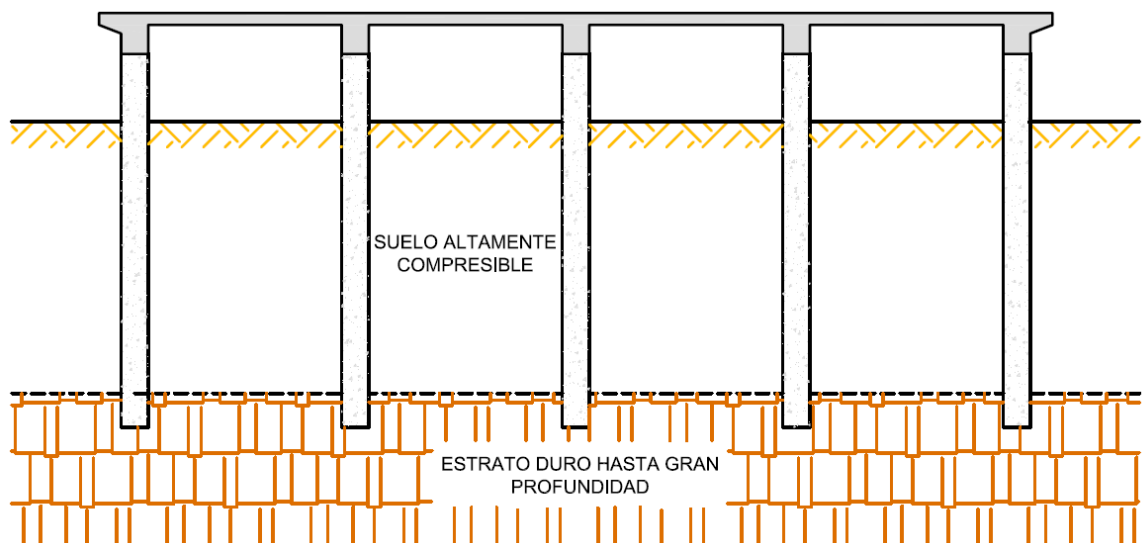
Imagen 4. Estrato duro seguido de material compresible



Fuente. El autor.

El segundo caso (**Imagen 5**), se presenta cuando los pilotes soportados por la punta descansan en un depósito firme de compresibilidad baja, que se extiende hasta una gran profundidad. En este caso es económico usar grupo de pilotes.

Imagen 5. Estrato duro de gran espesor.



Fuente. El autor.

3.1.2 Pilotes de fricción. Los pilotes de fricción son aquellos en los cuales la mayoría de la carga que soportan es absorbida por el rozamiento entre el cuerpo del pilote (fuste) y el suelo que lo rodea, para este caso no es necesario alcanzar un estrato portante de gran resistencia.

En algunas ocasiones no es posible encontrar dentro de profundidades técnica y económicamente razonables un depósito de suelo o roca significativamente más firme y rígido que los estratos blandos superiores, descartándose así la posibilidad de plantear una cimentación con pilotes de punta. En tal caso, si ya se ha descartado también todas las posibles alternativas de cimentaciones superficiales, se puede plantear una fundación constituida por un grupo de pilotes hincados o pre-excavados, de longitudes suficientes dentro del suelo como para desarrollar una adecuada resistencia friccionante y que además transfiera las cargas a suelos más profundos, donde se tendría una compresibilidad menor que en las capas superiores, reduciéndose así los asentamientos. La aplicabilidad de esta fundación requiere un suelo que varíe gradualmente desde uno de compresibilidad alta y resistencia baja en la parte superior del depósito a uno de compresibilidad media a baja y resistencia media en la parte inferior¹.

3.2 PILOTES EN ROCA

Los pilotes empotrados en roca deben su resistencia a una combinación de transferencia de carga por punta y por fuste.

En general, la capacidad de carga vertical última (Q_u) de un pilote aislado en roca está dada por la Ecuación 1:

Ecuación 1. Capacidad de carga vertical de un pilote en roca

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

Donde,

Q_u , es la carga última que resiste el pilote sin despreciando su propio peso.

¹ ING. JORGE ENRIQUE DURAN G. Tipos de Cimentaciones. Bogotá 1978.

Q_p , es la carga resistida por la punta.

Q_f , es la carga resistida por fricción a lo largo del fuste del pilote.

3.2.1 Capacidad de carga por punta de pilotes en roca. La capacidad de carga por punta de un pilote en roca puede calcularse mediante la siguiente expresión:

Ecuación 2. Resistencia por punta de un pilote en roca

$$Q_p = q_p * A_p$$

Donde,

Q_p , capacidad de carga por punta.

q_p , resistencia última en la punta.

A_p , área de la sección transversal en la punta del pilote.

Las teorías existentes establecen que la resistencia última en la punta (q_p) del pilote en un macizo rocoso, es proporcional a la resistencia de la compresión simple de la roca intacta elevado a un cierto exponente. A esa constante de proporcionalidad, que varía notablemente de unos a otros autores, se le denomina factor de carga y se representará por N_σ .

Por lo anterior, la resistencia última en la punta de un pilote empotrado en roca puede generalizarse mediante la Ecuación 3:

Ecuación 3. Resistencia última por punta de un pilote en roca

$$q_p = N_\sigma * q_c^k$$

Donde (q_c) representa la resistencia a la compresión simple de la roca medida en el laboratorio, el valor de k varía entre 0,5 y 1,0 para distintos autores, siendo éste último el valor más utilizado. La resistencia por punta del pilote depende, principalmente, de los siguientes factores:

– El tipo de roca.

- La resistencia a compresión simple de la matriz rocosa y de las discontinuidades.
- La calidad, tipo y estado de fracturación del macizo rocoso, que se suele cuantificar mediante el RMR, GSI, u otros índices geomecánicos.
- El empotramiento del pilote en la roca.
- Sobrecarga sobre la roca.
- Las dimensiones del pilote.
- La relación entre los módulos de deformación de la roca y el material del pilote.

Las distintas teorías combinan estos factores en mayor o menor medida.

Algunos autores consideran que la resistencia última por punta puede ser calculada directamente proporcional al valor de la resistencia a la compresión simple (q_c) es decir ($k=1$), y proponen distintos valores para N_σ como se aprecia en la **Tabla 1**:

Tabla 1. Resumen, valores de N_σ para distintos autores

Autor	Fecha	Valores de N_σ	Observaciones
Teng	1962	5 a 8	-
Coates	1967	3	-
Pells	1977	4 a 11	-
Rowe y Armitage	1987	2,7	-
Argema	1992	4,5	$q_c \leq 10\text{Mpa}$
Findlay et al.	1997	1 a 4,5	-
		2	Si el empotramiento es menor de un diámetro
O'Neill y Reese	1999	2,5	Si el empotramiento es mayor a 1,5 veces el diámetro y hay roca sana e 2 diámetros bajo la punta

Fuente. El autor

Otro grupo de teorías también dependen sólo de q_c , aunque a diferencia de los primeros, la relación no es lineal, ya que en este caso el exponente k se supone que es distinto de 1 y en la mayor parte de ellas igual o muy cercano a 0,5. Entre ellas tenemos:

- **Norma DIN 1054:2005**, basado en métodos empíricos establece para medios isotrópicos sin juntas con rellenos, los siguientes valores de q_p en función de un rango de valores de q_c :

Tabla 2. Valores de q_p establecidos por la norma DIN 1054:2005

Valores de q_c (Mpa)	q_p (Mpa)
0,50	1,50
5,00	5,00
20,00	10,00

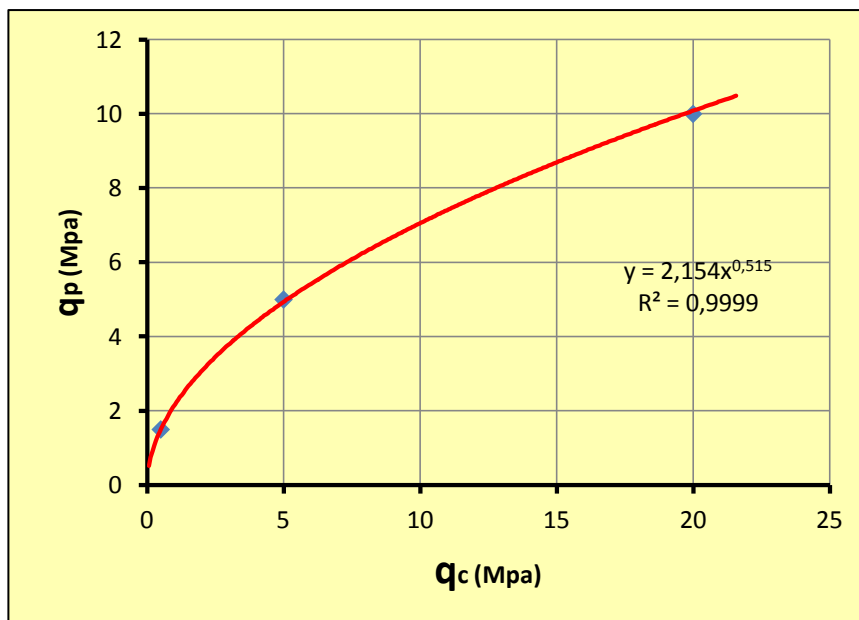
Información extraída de la tabla B.5 pág. 102 norma DIN 1054:2005

Fuente. El Autor

Con los datos de la **Tabla 2** y realizando un ajuste de tipo no lineal como el de la Imagen 6 se puede llegar a una fórmula del tipo:

$$q_p = 2,154 * q_c^{0,515}$$

Imagen 6. Relación entre q_c y q_p



Fuente. El autor

De acuerdo al análisis anterior, para la norma DIN 1054:2005 se puede establecer un valor aproximado de $N\sigma = 2,15$ y $k = 0,52$. Vale la pena aclarar que para aplicación de los valores empíricos dados en la **Tabla 2** deben ser tenidas en cuenta las siguientes consideraciones establecidas por la norma:

- La roca es homogénea y suficientemente gruesa.
- La orientación espacial de la superficie rocosa y el sistema de juntas o estratificación no generan mecanismos de falla.
- No hay juntas o estratificaciones abiertas y sin juntas o estratificaciones rellenas con material fácilmente compresible y
- No ocurrirá una reducción en la resistencia como resultado de la perforación, por ejemplo, debido al ingreso de agua en rocas arcillosas o margas¹.

• **Zhang y Einstein (1998)**, a partir del ajuste realizado con los resultados de 39 ensayos de carga ($r^2 = 0,81$) sobre pilotes empotrados en roca blanda (con q_c comprendidas entre 0,5 y 55 MPa, si bien sólo tres de ellas con valores superiores a 15 MPa) con empotramientos mínimos de 3 diámetros, y comparándolo con los resultados de un análisis simplificado suponiendo el criterio de rotura de Hoek-Brown (1980), encontraron las siguientes ecuaciones de ajuste:

$$\text{Límite inferior} \quad q_p = 3,00 * q_c^{0,5}$$

$$\text{Límite intermedio} \quad q_p = 4,80 * q_c^{0,5}$$

$$\text{Límite superior} \quad q_p = 6,60 * q_c^{0,5}$$

• **Vipulanandan et al. (2007)**, abordaron el tema con una metodología similar a la de Zhang y Einstein, a partir de 21 ensayos de carga sobre roca blanda, (q_c de entre 0,14 y 2,5 MPa). Mediante una ley de ajuste por mínimos cuadrados, encontraron la relación del tipo:

$$q_p = 4,53 * q_c^{0,56}$$

¹ DEUTSHES INSTITUT FÜR NORMUNG (DIN), DIN 1054 Ground - Verification of the safety and foundations. Berlín 2005.

Citando un tercer grupo de autores, tenemos aquellos quienes incluyen la calidad de la roca dentro del análisis, como es el caso de:

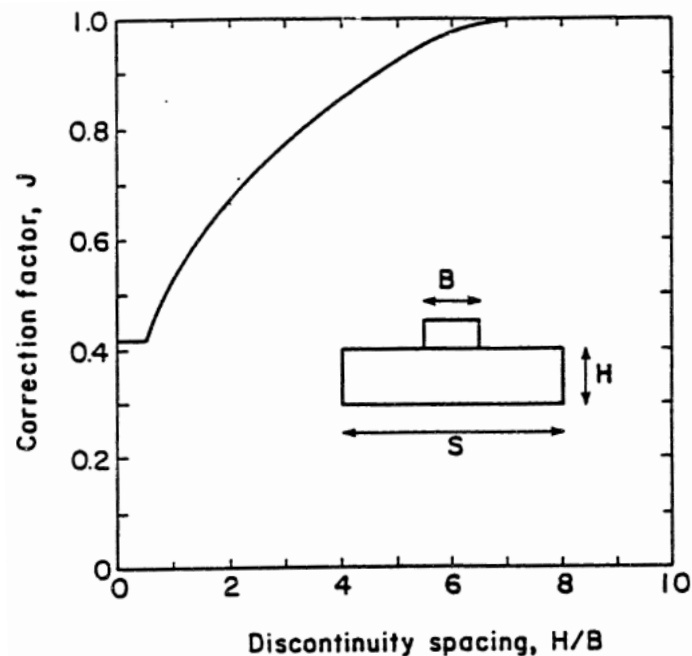
- **Kulhawy y Goodman (1980)**, basándose en los trabajos de Bishnoi (1968), suponiendo que la cohesión es el 10% de q_c , que los valores del factor N_{cr} son función del ángulo de rozamiento interno, e incorporando otros factores de corrección dependientes del espaciamiento entre juntas o del índice RQD, propusieron:

$$q_p = J * N_{cr} * 0,10 * q_c$$

Donde,

J, es un factor función de la relación entre el espaciamiento de las juntas y el tamaño del pilote, con valores comprendidos entre 0,42 a 1, siendo s el espaciamiento y B el ancho del elemento de cimentación (ver **Imagen 7**).

Imagen 7. Factor de corrección J¹



N_{cr} , es un factor de la capacidad de carga dependiente del ángulo de rozamiento de la roca, del espaciamiento de las diaclasas y del diámetro del pilote, según la ecuación:

¹ LIANYANG, Zhang. Analysis and design of axially loaded drilled shaft socketed into rock. Massachusetts, 1997.

$$N_{cr} = \frac{2N_{\varphi}^2}{1 + N_{\varphi}} (\cot\varphi) \frac{S}{B} \left(1 - \frac{1}{N_{\varphi}}\right) - N_{\varphi} (\cot\varphi) + 2\sqrt{N_{\varphi}}$$

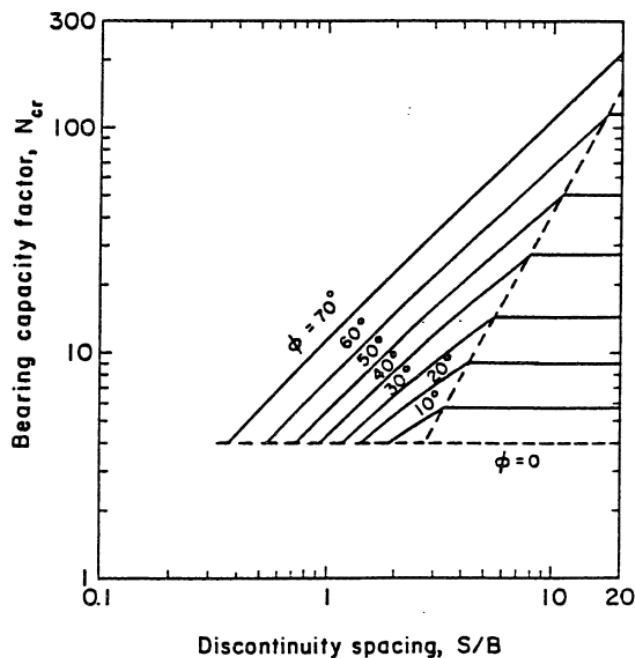
Para,

$$N_{\varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Por lo que su valor variará, para ángulos de rozamiento variables entre 0° y 70°, entre 2 y 200. Dicho valor también se puede obtener de las relaciones gráficas propuestas por los autores (ver **Imagen 8**). De esta forma:

$$q_p = (0,20 \text{ a } 20,00) * q_c$$

Imagen 8. Factor de Carga N_{cr} para discontinuidades verticales abiertas¹.



- **Zhang (2009)**, a partir del ajuste realizado a 25 ensayos de carga, modifica su anterior propuesta de 1998, e incluye un nuevo término: resistencia a la compresión simple del macizo σ_{cm} , que es el resultado de multiplicar q_c por un factor que depende del RQD de la roca, así pues el planteamiento es el que se muestra a continuación:

¹ LIANYANG, Zhang. Analysis and design of axially loaded drilled shaft socketed into rock. Massachusetts, 1997.

$$q_p = 6,56 * \sigma_{cm}^{0,46}; \text{ para } \sigma_{cm} = \sigma_E^{0,7} * q_c$$

σ_E expresa el cociente entre el módulo de deformabilidad del macizo y el de la roca intacta. Para cuantificarlo, propone utilizar la fórmula de Gardner (1989):

$$\sigma_E = 0,0231RQD - 1,32 \geq 0,15$$

Para la anterior ecuación se aclara que si el $RQD \leq 60$ el valor es constante.

Existen además aquellos autores que plantean la resistencia en la punta como función del ángulo de fricción interna además de la resistencia a la compresión inconfiada (q_c), como es el caso de:

- **Goodman (1989)**, La metodología de cálculo empleada para la resistencia por punta de los pilotes corresponde a cimentaciones de tipo superficial en roca. En la punta de los pilotes se presenta un mayor confinamiento en razón a un mayor esfuerzo efectivo vertical, con lo cual la capacidad de carga realmente es mayor, de acuerdo al autor la resistencia última por punta del pilote en roca la expresa como:

$$q_p = q_c(N_\varphi + 1)$$

Donde,

$$N_\varphi = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

3.2.2 Capacidad de carga por fuste de pilotes en roca. La capacidad de carga por fuste del pilote en roca puede calcularse mediante la siguiente expresión:

Ecuación 4. Resistencia por fuste de un pilote en roca

$$Q_f = q_f * A_f$$

Donde,

Q_f , capacidad de carga soportada por el fuste del pilote.

q_f , resistencia última en el fuste.

A_f , Area de contacto entre el pilote y la roca.

Al igual que la resistencia última por punta, el cálculo de la resistencia última por fricción de pilotes en roca presenta diferentes connotaciones dependiendo de los diversos autores y teorías sobre el tema, y al igual que la resistencia por punta, también su planteamiento se deriva de métodos empíricos basados en ensayos sobre especímenes en el laboratorio.

Se distinguen, en principio, dos grandes grupos de autores para la evaluación de la resistencia por fuste de pilotes empotrados en roca. En uno se calcula su valor como función lineal de la resistencia a compresión simple; mientras que en el otro grupo se obtiene a partir de la raíz cuadrada de dicha resistencia a compresión simple (q_c).

Además, y como casos particulares, se consideran otras teorías cuyas expresiones no responden a ninguna de las dos formas de cálculo de la resistencia última por fuste indicadas anteriormente:

- Normativa DIN 1054:2005.

- Williams y Pells (1981).

En general, la resistencia última por fricción de pilotes empotrados en roca puede definirse de la siguiente forma:

Ecuación 5. Resistencia última en el fuste de un pilote en roca.

$$q_f = \alpha * q_c^k$$

En la Ecuación 5, (q_c) es la resistencia a la compresión inconfiada de la roca, α es un coeficiente de proporcionalidad que varía dependiendo del autor, así como el valor de k que puede ser 1 o muy cercano a 0,5 de acuerdo al método.

El primer grupo de autores, quienes consideran una relación lineal ($k=1$) entre la resistencia última por fuste (q_f) y la resistencia a la compresión inconfiada (q_c), únicamente presentan variaciones en el valor del coeficiente α como se resume en la

Tabla 3:

Tabla 3. Resumen, valores de α para distintos autores

Autor	Fecha	Valores de α	Observaciones
Thorne	1977	0,05 a 0,10	Siendo 0,05 el valor mínimo y 0,1 el valor máximo
Poulos y Davis	1980	0,15	Para rocas con poca meteorización se considera $q_f = 0,45$ Mpa
Hooley y Lefroy	1993	0,30	$q_c < 0,25$ Mpa, Aplicable para rocas muy meteorizadas

Fuente. El Autor

En un segundo grupo de autores están quienes establecen una relación como función de la raíz cuadrada de la compresión simple, entre ellos tenemos:

- **Rosenberg y Journaux (1976)**, plantean una fórmula que puede ser usada con gran aseveración en pilotes cuyos diámetros estén comprendidos entre 20 y 60 empotrados en roca tipo pizarra. La expresión planteada por ellos es la siguiente:

$$q_f = 0,375 * q_c^{0,515}$$

- **Horvart et al (1983)**, deduce una nueva expresión, que para empotramientos realizados en argilitas ó rocas similares con diámetro de pilote entorno a los 70 centímetros adopta la forma:

$$q_f = 0,20 * q_c^{0,5}$$

Si la pared del pilote presenta cierta rugosidad, el aumento en la resistencia por fuste del pilote empotrado en roca puede determinarse mediante la fórmula:

$$q_f = 0,30 * q_c^{0,5}$$

En caso de que la superficie de contacto pilote-terreno sea muy rugosa, se puede considerar la siguiente expresión, para tener en cuenta el aumento de la resistencia por fuste

$$q_f = 0,60 * q_c^{0,5}$$

- **Wyllie (1991)**, plantea una resistencia última por fuste comprendida entre los siguientes valores:

$$q_f = 0,40 * q_c^{0,5} \quad ; \quad q_f = 0,60 * q_c^{0,5}$$

- **Hooley y Lefroy (1993)**, establecen para rocas alteradas blandas como las pizarras, limolitas y argilitas, los siguientes límites de resistencia:

$$\text{Límite inferior} \quad q_f = 0,15 * q_c^{0,5}$$

$$\text{Límite superior} \quad q_f \leq 0,40 \text{ Mpa}$$

$$\text{con} \quad 0,25 \text{ Mpa} \leq q_c \leq 0,30 \text{ Mpa}$$

- **Kulhawy y Phoon (1993)**, definen, para superficies de contactos terreno-pilotes muy rugosas:

$$q_f = 0,67 * q_c^{0,5}$$

Para las rocas consideradas por estos autores como blandas, con $q_c \leq 5 \text{ Mpa}$, se establece el mínimo valor para dicha resistencia última por fuste:

$$q_f = 0,22 * q_c^{0,5}$$

- **Zhang y Einstein (1998)**, también consideran la variación de la resistencia última por fuste entre dos valores dependiendo de la rugosidad de la roca:

$$q_f = 0,40 * q_c^{0,5} \quad ; \quad q_f = 0,80 * q_c^{0,5}$$

La expresión de la izquierda es aplicable para superficies lisas, para medios que presentan rugosidad puede emplearse la ecuación de la derecha.

Dentro de las teorías existentes sobre resistencia última por fuste de pilotes empotrados en roca, se pueden añadir a las anteriormente descritas ciertos casos especiales o singulares, que se basan igualmente en métodos empíricos.

- **Norma DIN 1054:2005**, establece la siguiente correspondencia entre valores de la resistencia a compresión simple de la roca (q_c) y la resistencia última por fuste (q_f):

Tabla 4. Valores de q_f establecidos por la norma DIN 1054:2005

Valores de q_c (Mpa)	q_f (Mpa)
0,50	0,08
5,00	0,50
20,00	0,50

Información extraída de la tabla B.5 pág. 102 norma DIN 1054:2005

Fuente. El Autor

En la **Tabla 4**, la norma DIN 1054:2005 considera que los valores intermedios pueden ser interpolados linealmente.

- **Williams y Pells (1981)**, basados en estudios hechos en laboratorio sobre muestras de roca arenisca, esquistos y Lutita, establecieron una relación para el cálculo de la resistencia última por fuste basados en dos parámetros denominados α y β de la siguiente manera:

$$q_f = \alpha * \beta * q_c$$

Donde,

α , es un factor de reducción que depende directamente de la resistencia a la compresión inconfiada, y puede ser determinada de la curva en la **Imagen 9**.

β , es el factor de reducción que puede ser estimado de la

Imagen 10 y depende de la relación entre el módulo de deformidad de la masa rocosa (E_{mass}) y el módulo de la roca intacta (E_{intact}), a esta relación se le conoce como factor de la masa rocosa.

El módulo de deformabilidad de la masa rocosa (E_{mass}) debe estar comprendido entre los siguientes valores:

$$100 \text{ Mpa} \leq E_{mass} \leq 1000 \text{ Mpa}$$

3.3 PRUEBA DE CARGA EN PILOTES

Generalmente el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual en un cierto lugar, es el realizar una prueba de carga a escala natural en ese lugar. el inconveniente de las pruebas de carga estriba en su costo y en el tiempo requerido para realizarlas; estas razones hacen que en numerosas obras de poca magnitud no se ejecuten. En obras de importancia, sin embargo, no es buen criterio evitar las pruebas de carga en nombre del costo o del tiempo y, por lo menos deben hacerse algunas pruebas en lugares representativos de las distintas condiciones prevalecientes; la elección correcta de tales lugares es, desde luego, de fundamental importancia, define el éxito del programa de pruebas y suele requerir bastante experiencia. El lugar apropiado para efectuar una prueba de carga no siempre es aquel en que el terreno presenta condiciones más críticas, pues debe contarse también con la magnitud de las cargas en cada pilote, con el número de pilotes que se colocarán en cada zona y con las consecuencias derivadas de la falla de un pilote.

Una limitación de importancia que afecta a las conclusiones obtenidas de una prueba de carga es que ésta se realiza en un solo pilote y ya se ha mencionado que el comportamiento de un grupo es diferente del de una unidad aislada. Las pruebas de grupos de pilotes son muy escasas en la literatura, debido al costo y la magnitud de las cargas que se requeriría para movilizar en la prueba.

Con una prueba de carga puede obtenerse información sobre los siguientes aspectos:

- a) La capacidad de carga última por punta de un pilote. Una prueba de carga bien ejecutada da valores bastante satisfactorios en la capacidad de carga por punta, apóyese esta en arenas o arcilla dura. Para deslindar el valor de la capacidad por punta es necesario que la resistencia del pilote por fricción lateral se conozca con buena aproximación o que sea eliminada; esto último puede conseguirse colocando el pilote dentro de un tubo hueco del que sobresalga únicamente su punta.
- b) La capacidad de carga de un pilote por fricción lateral. El resultado de una prueba de carga da la resistencia lateral por fricción o adherencia cuando la capacidad por punta es despreciable, cual suele ser el caso de pilotes hincados en arcillas blandas o

cuando se dispone en la punta del pilote un mecanismo a base de gatos que permite evaluar la resistencia por punta independientemente de la resistencia total.

- c) El asentamiento total del pilote bajo la carga. Esta información es bastante confiable cuando la punta del pilote se apoye en suelos no compresibles.¹

3.3.1 Ensayo de carga PDA. También conocido como prueba de carga Dinámica, el Ensayo Dinámico tiene como objetivo principal determinar la capacidad de ruptura de la interacción entre el pilote y el suelo, para esfuerzos estáticos axiales. Difiere de las tradicionales pruebas de carga estáticas por el hecho de que la carga es aplicada dinámicamente, a través de golpes de un sistema de percusión adecuado.

El ensayo dinámico es de ejecución mucho más rápida que las pruebas estática, y tiene un costo más bajo y prácticamente independiente de la carga que se va a medir. Tiene también la ventaja de causar poco trastorno a la obra, una vez que no exige la parada de equipamientos alrededor del pilote bajo la prueba. Es natural, por lo tanto, que haya interés en reemplazar las pruebas Estáticas por ensayos Dinámicos. En el caso más común, si se desea apenas confirmar si los pilotes atienden a los requisitos del proyecto, el Ensayo Dinámico solo puede ser suficiente. Caso por algún motivo se desee determinar la real carga de ruptura de un pilote, será necesario efectuar una prueba de carga estática, necesariamente llevada hasta la ruptura (y no extrapolada, caso en que tendría el mismo valor que el Ensayo Dinámico).

En suelos con características poco comunes o desconocidas, es siempre aconsejable hacer por lo menos una prueba de carga estática de verificación, para comprobar si la metodología adoptada para los ensayos dinámicos es correcta².

Como se mencionó anteriormente, el Ensayo Dinámico tiene por objeto determinar la capacidad de ruptura del suelo. Sin embargo, paralelamente muchos otros datos pueden ser obtenidos por el ensayo. Algunos de los más importantes son:

¹ JUAREZ BADILLO, Eulalio, RICO RODRIGUEZ, Alfonso; Mecánica de Suelos Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos - Tomo II. México 2004.

² ESPINOSA & RESTREPO S.A.. [www.eyr.com.co/index-php/services/pruebas de esfuerzo](http://www.eyr.com.co/index-php/services/pruebas-de-esfuerzo) 2012.

- Tensiones máximas de compresión y tracción en el material del pilote durante los golpes.
- Nivel de flexión sufrido por el pilote durante el golpe.
- Información sobre la integridad del pilote, incluso la localización de un eventual daño y estimativa de su intensidad.
- Energía efectiva transmitida para el pilote, permitiendo estimar la eficiencia del sistema de hinca.
- Desplazamiento máximo del pilote durante el golpe.

3.3.1.1 Ensayo Dinámico en pilotes pre excavados. En pilotes pre-excavados, es recomendable hacer una preparación previa la que consiste en la construcción de un cabezal de hormigón para recibir los impactos. Los sensores deben ser instalados preferiblemente en el fuste del pilote y no en el cabezal. Es necesario además contar con un marco guía que garantice un golpe del martillo lo más centrado posible en la cabeza del pilote, los golpes son aplicados por cualquier sistema capaz de liberar un peso en caída libre. Debe usarse madera contrachapada para el amortiguamiento de los golpes. El martillo es colocado sobre el pilote, y con los sensores instalados se aplican algunos golpes. Cuando es posible controlar la altura de caída del martillo, es usual empezar con una altura baja, e ir aumentando gradualmente la energía aplicada, hasta que se verifique la ruptura del suelo o cuando el PDA indique tensiones que pongan en riesgo la integridad del material del pilote. La ruptura del suelo generalmente se caracteriza cuando la resistencia deja de aumentar (o a veces hasta disminuye) con el aumento de la altura de caída. Para el caso de pilotes pre-excavados es necesario cuidar que el pilote no entre en régimen de hinca.

La prueba de carga Dinámica puede ser utilizada en cualquier tipo de pilote, sin embargo para el caso de pilotes con variaciones planeadas de características a lo largo del fuste no es posible aplicar un método directo en campo conocido como método CASE, para este tipo de pilotes necesariamente deberá realizarse un análisis por capas o CAPWAP. Esta

misma consideración se aplica para pilotes con moderadas variaciones imprevistas como suele ocurrir en pilotes pre excavados¹.

El ensayo de PDA fundamenta sus cálculos en la teoría de la onda, registrando los cambios en la refracción de la onda por la fricción a lo largo del fuste y en la punta del pilote, así como registrando los valores de fuerza y velocidad producidos por el golpe se puede determinar la resistencia del suelo.

Por medio del ensayo de PDA es posible estimar la capacidad de carga última de un pilote (resistencia por punta + resistencia por fricción), para lo cual debe movilizarse toda la resistencia del suelo mediante un golpe del martillo, que, de acuerdo con quienes tienen experiencia implementando este método, la resistencia del suelo es movilizada cuando se registra un asentamiento de 4mm en un golpe.

3.3.2 Principios y análisis de la prueba PDA. Como se mencionó en el numeral anterior, el análisis del PDA está basado en la teoría de la onda y sus modelos matemáticos se rigen por estos principios.

Cuando un martillo o pesa golpea la parte superior de una fundación o pilote, una onda de esfuerzo a compresión se desplaza hacia abajo sobre su eje a una velocidad **C**, que es función del módulo elástico **E** y la densidad **ρ** del material. El impacto induce una fuerza **F** y una velocidad **V** de partículas en la parte superior del pilote. La fuerza se calcula multiplicando las señales de medida a partir de un par de transductores de deformación (**Imagen 11**) unidos cerca de la parte superior de la pila por el área y los módulos del material del pilote. La medición de la velocidad se obtiene mediante la integración de las señales de un par de acelerómetros (**Imagen 11**) también unidos cerca de la parte superior de la pila. Los transductores de deformación y acelerómetros transmiten datos a un equipo analizador de hincas conocido como Pile Driver Analyzer® (PDA), mostrado en la **Imagen 12**, para el procesamiento de las señales².

¹ ESPINOSA & RESTREPO S.A.. [www.eyr.com.co/index-php/services/pruebas de esfuerzo](http://www.eyr.com.co/index-php/services/pruebas%20de%20esfuerzo) 2012.

² PILE DINAMICS, INC (PDI). www.pile.com/aboutDinamicTesting/#highStrain

Imagen 11. Transductor de deformación (izquierda) y acelerómetro (derecha)*.



Imagen 12. Equipo analizador de hinca PDA*.



Mientras la onda viaja en una dirección, la fuerza y la velocidad son proporcionales:

$$F = ZV,$$

donde:

Z es la impedancia del pilote y se calcula como:

* PILE DINAMICS, INC (PDI). www.pile.com/aboutDinamicTesting/#highStrain

$$Z = \frac{EA}{C} = A\sqrt{E\rho}$$

E es el módulo de elasticidad del material del pilote.

A es el área de la sección transversal del pilote.

C es la velocidad de la onda y depende del material por el que se desplaza.

ρ es la densidad del material.

El tiempo que le toma a la onda en recorrer desde la cabeza del pilote hasta la punta y volver nuevamente es equivalente a:

$$T = \frac{2L}{C}$$

Donde L es la longitud total del pilote y C es la velocidad de la onda.

Mientras la onda viaja sobre el eje del pilote, se producen refracciones causadas por la fricción generada por el suelo a lo largo del fuste, el contacto en la punta del pilote con el suelo y por cambios en la impedancia del pilote. Estas refracciones regresan a la cabeza del elemento y son registradas durante el tiempo que le toma a la onda hacer el recorrido ($2L/C$) (ver **Imagen 13**). Los tiempos en los cuales estas reflexiones llegan a la parte superior del pilote están relacionados con su ubicación a lo largo del eje del pilote. La fuerza y la velocidad medidas cerca de la cabeza del pilote proporcionan la información necesaria y suficiente para estimar la resistencia del suelo y su distribución¹.

Como se mencionó anteriormente, Los registros tomados por los sensores son enviados al equipo analizador en el cual se obtienen las curvas de Fuerza y Velocidad como se muestra en la **Imagen 13**.

Mediante los principios en los que se fundamenta la prueba de PDA, es posible demostrar que la diferencia entre la curva de Fuerza y la multiplicación entre la curva de Velocidad y la impedancia (Z) (**Imagen 13**), permite determinar la capacidad de carga por fricción; de esta manera es posible cuantificar la resistencia total del suelo por fricción y su distribución a lo largo del fuste.

¹ PILE DINAMICS, INC (PDI). www.pile.com/aboutDinamicTesting/#highStrain.

Imagen 13. Curvas de Fuerza y velocidad obtenidas del ensayo de PDA.



Cuando el pilote se mueve a través del suelo producto del impacto con el martillo, se generan dos tipos de resistencia, una resistencia estática que es función del desplazamiento del pilote y otra resistencia dinámica que es función de la velocidad con que el pilote penetra el suelo.

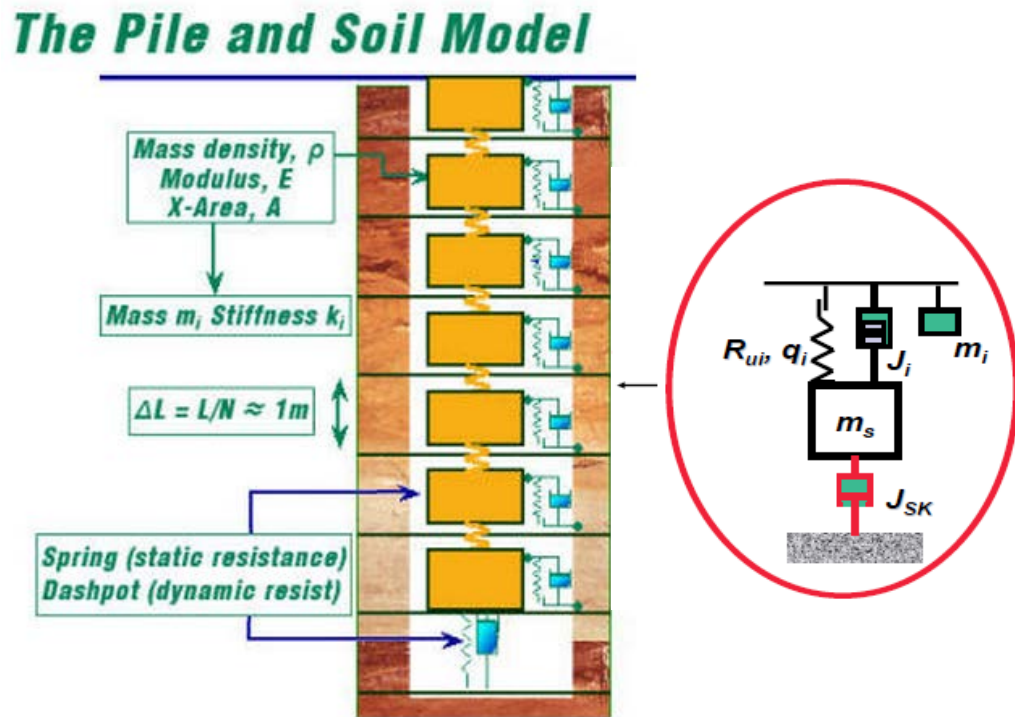
Para comprender el concepto de la resistencia dinámica, es pertinente hacer una analogía con el movimiento de una mano abierta sumergida en una masa de agua; al moverse a través del agua lentamente, esta se desplaza sin que el individuo perciba una restricción al movimiento pero, si se mueve la mano rápidamente, el individuo percibe el aumento de fuerza que debe ejercer a la mano para mantener el movimiento rápido; de manera similar ocurre con el movimiento del pilote a través del suelo que en teoría podría asumirse como un medio viscoso por así decirlo.

Como complemento a la recolección de registros de campo, el análisis de la capacidad de carga del pilote debe hacerse con una programa que procese las señales registradas, en para el caso de los pilotes estudiados es necesario la implementación del programa basado en el método CAPWAP, ya que las características del pilote no son uniformes en toda su longitud.

La finalidad que tiene el ensayo de PDA complementado con el análisis CAPWAP, es emular las condiciones de una prueba estática donde la velocidad de penetración del pilote es prácticamente cero, para lo cual, es necesario restar la resistencia dinámica de la resistencia total con el fin de obtener la resistencia estática que es la de interés en el análisis.

3.3.2.1 Modelo sobre la ecuación de onda. En la década de 1950, E.A. Smith, de la Empresa Raymond Pile Driving, estudió la propagación de ondas en barras delgadas, y desarrolló un método de análisis numérico para predecir la relación de capacidad frente a una aplicación de golpes y así investigar esfuerzos producidos en las pilas. El modelo representa matemáticamente el martillo y todos sus accesorios, así como la pila, como una serie de masas de parámetros concentrados y resortes en un análisis unidimensional. La respuesta del suelo para cada segmento de pila se modela como viscoelástico - plástico. Todos los componentes del sistema están modelados de forma realista.

Imagen 14. Modelo de pilote y suelo planteado por E.A. Smith¹.



El modelo empleado para el análisis comprende la división del pilote por segmentos de 1 metro aproximadamente, cuya densidad, módulo de elasticidad y Área transversal dependen del tipo del material y la geometría del pilote permitiendo obtener la impedancia (Z) de cada segmento. Tanto en la punta como en cada segmento de pilote es aplicado

¹ PILE DYNAMICS, INC (PDI). www.pile.com/aboutDinamicTesting/#highStrain

un sistema de amortiguamiento viscoso y de resorte que representan la resistencia dinámica y estática del suelo respectivamente.

3.3.2.2 Fundamentos del programa CAPWAP. En resumen y a manera general, el programa CAPWAP determina la capacidad de carga le pilote a partir de las señales de Fuerza y Velocidad registradas en la prueba PDA, siguiendo los pasos a continuación:

1. Se crea el modelo del pilote con sus respectivas características geométricas, modulo E y densidad ρ .
2. El programa divide la longitud del pilote en segmentos de 1 metro.
3. Luego, para cada uno o dos segmentos de pilote (según escoja el usuario) el programa asocia un modelo predeterminado del suelo asignando valores de resistencia para cada tipo de amortiguamiento.
4. Con la señal de Velocidad como dato de entrada, el modelo del pilote y el modelo predeterminado del suelo, el programa da solución al algoritmo de la ecuación de la onda fundamentado en los parámetros de E.A. Smith (1950) para determinar la fuerza en la cabeza del pilote.
5. Como el modelo inicial utilizado para el suelo no es el modelo verdadero, la fuerza calculada no es igual a la Fuerza medida con la prueba PDA, con esta premisa el programa compara la curva de fuerza medida con la curva de fuerza calculada (**Imagen 15**).

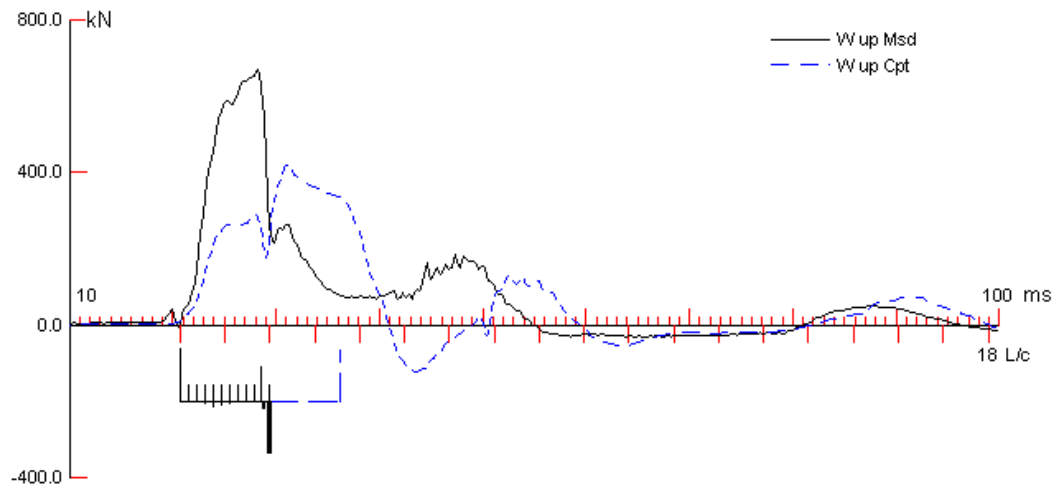
Una vez confrontadas las dos curvas se verifica la diferencia de sus magnitudes a lo largo del tiempo, se esta diferencia es grande, se retoma el paso 3 y se modifica el modelo del suelo, cambiando la resistencia tanto en la punta como en cada segmento de suelo que se estime conveniente. Luego se vuelve a resolver la ecuación de la onda parra las nuevas condiciones.

Se debe repetir los pasos del 3 al 5 hasta lograr que las dos curvas sean iguales. En este punto es posible afirmar que el modelo de suelo utilizado es el modelo correcto y de esta manera se determina la capacidad de carga a lo largo del fuste sumando las resistencias

obtenidas de cada uno de los segmentos de suelo; la capacidad de carga en la punta será la que registre el programa en el segmento de punta al final de las iteraciones.

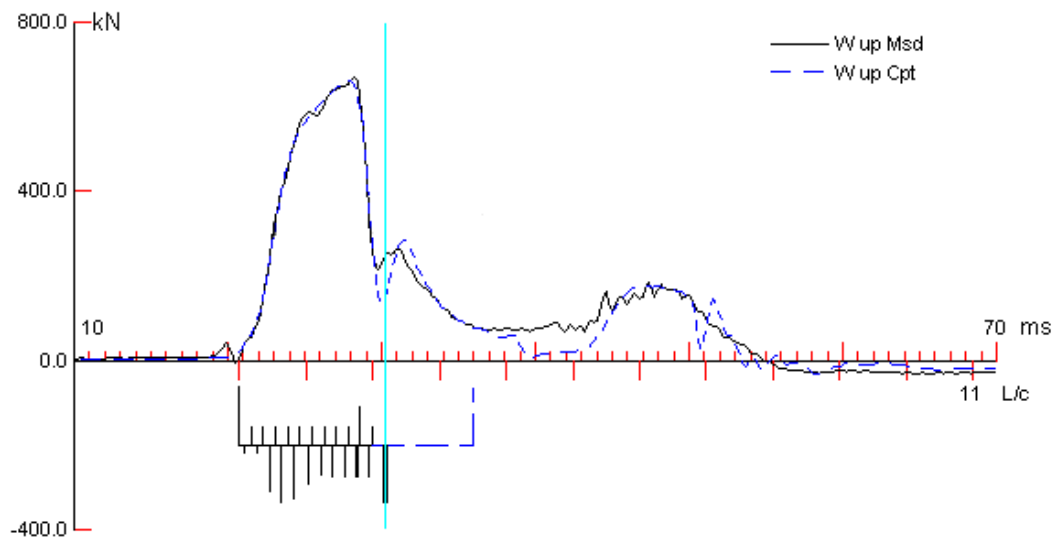
Por último la capacidad de carga total del pilote se obtiene sumando la capacidad de carga en la punta con la capacidad de carga por fuste.

Imagen 15. Comparación entre Fuerza medida y Fuerza calculada.



En las imágenes 15 y 16 la línea continua negra representa la fuerza medida y la línea azul representa la fuerza calculada.

Imagen 16. Resultado final del análisis CAPWAP.



4. METODOLOGIA Y DESARROLLO

En el presente capítulo se realiza una descripción sobre la metodología de trabajo implementada en el desarrollo de esta investigación, así como las consideraciones tenidas en cuenta tanto en los diseños para determinar la resistencia teórica de los pilotes como en la ejecución de los trabajos para estimar la capacidad de carga real de los pilotes ensayados.

4.1 CONSIDERACIONES INICIALES

4.1.1 Diseño de los pilotes. Para el diseño de los pilotes ante cargas verticales se tuvo en cuenta las hipótesis y evaluación de la carga estructural, la cual está comprendida entre 210t y 430t. Para el área proyectada de ampliación se realizaron un total de 32 perforaciones, distribuidas tal y como se muestran en el **Anexo B**.

De cada perforación se extrajeron muestras alteradas e inalteradas a las cuales se les realizaron ensayos de laboratorio para determinar las diferentes características del subsuelo.

En la siguiente tabla se resumen las características del subsuelo determinadas con los ensayos realizados.

Tabla 5. Perfil típico pilotes en tierra y características de los suelos.

Estrato	Espesor (m)	Descripción de los suelos	Características geotécnicas
1	1.85– 4.00	Relleno limo-arcilloso con rastros de arena fina	$q_u=9.9 \text{ t/m}^2$ $C_u=4.9 \text{ t/m}^2$ SPT=2-12 golpes/pie
2	2 – 10.5	Lodos y sedimentos limo-arcilloso	$W =24.6 - 120.6\%$ $WL=105\%$ $WP=32\%$ $IP=76\%$ $IC=0.64$ Pasa tamiz #200=96%

			$q_u=4.10-8.60 \text{ t/m}^2$ $C_u=2.10-4.30 \text{ t/m}^2$ $SPT=0-3 \text{ golpes/pie}$ Clasificación USCS: CH-CL
3	0.90 9.50	- Suelo residual: limos arenosos y arcillosos	$W =29.9 - 71.9\%$ $WL=42-110\%$ $WP=20-40\%$ $IP=18-82\%$ $C=1.8-6.7 \text{ t/m}^2$ $\phi=13.8-27.5^\circ$ $q_u=4-25.1 \text{ t/m}^2$ $C_u=2-12.5 \text{ t/m}^2$ $SPT= 3-34 \text{ golpes/pie}$ Clasificación USCS: CH-CL-SC
4	0.45 10.90	- Saprolito Roca Meteorizada	$W =17.6 - 55.4\%$ $WL=39-77\%$ $WP=21-37\%$ $IP=18-45\%$ $\text{Pasa tamiz \#200}= 98\%$ $\phi= 25.9^\circ$ $c= 3.4 \text{ t/m}^2$ $q_u=3.7-302 \text{ t/m}^2$ $C_u=1.8-151 \text{ t/m}^2$ $N_{SPT}=16-75 \text{ golpes/pie}$ Clasificación USCS:
5	0.55 – 2.2	Lente de gravas	
6		Basamento rocoso.	$W =14.7 - 51.1\%$ $WL=43-100\%$ $WP=21-41\%$ $IP=14-68\%$ $\text{Pasa tamiz \#200}= 98\%$ $\phi= 31.8-42.5^\circ$ $c= 22-26 \text{ t/m}^2$ $q_u=80-379.1 \text{ t/m}^2$ $C_u=40.4 - 189.5 \text{ t/m}^2$

De acuerdo con la información recopilada durante el proceso de perforación y los ensayos de laboratorio, se determinaron los siguientes parámetros geomecánicos para los estratos de interés, que permitieron los análisis para el cálculo de cimentaciones.

Tabla 6. Perfil típico pilotes en el mar y características de los suelos

PARÁMETROS GEOMECÁNICOS DE DISEÑO			
Estrato	γ (KN/m ³)	ϕ (°)	c (KN/m ²)
2. Lodos y sedimentos limo-arcillosos	13.0	0	10
3. Suelo Residual	16.0	21	20
4. Roca meteorizada (Saprolito)	18.0	25	30
6. Basamento rocoso	20.0	31.8	200

En el caso particular del cálculo de la capacidad de carga de los pilotes, intervienen la resistencia a la compresión inconfiada de la roca q_u y su ángulo de fricción interna. En la **Tabla 7** se muestran los valores de q_u obtenidos en los ensayos de laboratorio.

Tabla 7. Resistencia a la compresión inconfiada de la roca

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN INCONFINADA DEL BASAMENTO ROCOSO		
Perforación No.	Profundidad (m)	q_u (t/m ²)
COSTADO ORIENTAL		
PT-2 OR	-14.08 a -16.03	204.1
PT-2 OR	-19.03 a -21.03	185.3
PT-4 OR	-12.81 a -14.31	302.2
PT-4 OR	-14.31 a -16.81	257.4
PT-5 OR	-14.25 a -15.75	307.8
PT-5 OR	-15.75 a -18.10	379.1
PT-5 OR	-18.10 a -19.80	353.9
PT-6 OR	-15.82 a -17.92	221.2
PT-7 OR	-9.52 a -13.07	301.7
PT-7 OR	-15.07 a -17.07	210.5
PT-9 OR	-11.94 a -13.99	203.1
PT-10 OR	-9.30 -12.30	137.4
PT-10 OR	-12.30 a -13.80	156.7
PT-10 OR	-13.80 a -15.30	80.8
PT-11 OR	-13.34 a -16.19	266.3
PT-11 OR	-16.19 a -18.19	128.6
PT-12 OR	-13.65 a -16.65	336.7
PT-13 OR	-11.32 a -12.02	152.1
PT-13 OR	-13.52 a -14.82	206.7

Tabla 7. (Continuación)

PT-14 OR	-7.85 a -10.85	193.4
PT-14 OR	-10.85 a -12.85	188.1
PT-14 OR	-12.85 a -15.85	304.8
PT-15 OR	-9.46 a -10.46	191.3
COSTADO OCCIDENTAL		
PT-1 OCC	-17.74 a -19.24	265.1
PT-2 OCC	-16.17 a -18.17	130.4
PT-3 OCC	-15.17 a -17.67	167.5
PT-5OCC	-15.35 a -18.55	143.9
PT-6 OCC	-15.08 a -17.58	115.3
PT-6 OCC	-17.58 a -19.58	297.3
PT-8 OCC	-15.49 a -17.99	143.7
PT-10 OCC	-6.85 a -10.35	130.3
PT-10 OCC	-13.35 a -16.35	229.3
PT-11 OCC	-11.34 a -14.04	295.6
PT-11 OCC	-14.04 a -16.04	315.6
PT-32 OCC	-4.04 a -7.04	285.1

Debido a la dispersión de los datos y a que no es viable realizar una sectorización, se llevó a cabo un análisis estadístico incluyendo los valores de las compresiones inconfiadas.

Los valores de las resistencias a la compresión inconfiada, para una misma perforación, a diferentes profundidades se promediaron, obteniendo así un solo dato para cada sitio específico. Los datos de esta población se muestran en la **Tabla 8**.

Tabla 8. Características del muestreo de compresiones inconfiadas

CARACTERÍSTICAS DEL MUESTREO DE LAS COMPRESIONES INCONFINADAS (T/M²)	
Valor máximo	346.93
Valor mínimo	119.00
Media	200.28
Desviación Estándar	58.89

La desviación estándar indica una gran dispersión en los datos, por lo tanto tomar un valor promedio de la resistencia no sería representativo. Fue así como se encontró un valor de

resistencia, para el cual, la probabilidad de tener un valor mayor o igual a este, fuera del 75%. Con base en lo anterior, el valor empleado para los análisis de q_u es 164 t/m².

4.1.1.1 Estimación de la carga de diseño. Una vez obtenidos los parámetros de diseño se calcularon los valores teóricos de capacidad de carga para diferentes diámetros de pilotes con distintas profundidades de empotramiento en la roca. Para lo anterior se tuvo en cuenta un factor de seguridad FS=2 el cual cubre de manera adecuada aspectos tales como variaciones estratigráficas, alteración de las muestras durante su extracción y su manipulación en el laboratorio, grado de importancia de la estructura y aproximaciones de las teorías de cálculo empleadas. Para este caso, dicho factor da un margen adecuado frente a la falla en el fuste y la punta del pilote

a) **Carga por punta.**

Para el cálculo de la resistencia por punta de los pilotes en las limolitas fue empleada la metodología propuesta por **Goodman (1989)**, como se mostró en el numeral 2.2.1 del capítulo 2; este método estima la capacidad de carga por punta mediante las siguientes expresiones:

$$q_p = q_c(N_\phi + 1)$$

Para,

$$N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Donde:

q_p =Resistencia última por punta.

q_c =Resistencia a la compresión inconfiada de la roca.

N_ϕ =Parámetro de capacidad de carga

Φ = Angulo de fricción interna de la roca

Así entonces, se calculó la resistencia por punta de los pilotes tal y como se muestra a continuación para un pilote de diámetro 60cm.

$$d = 0.60m$$

$$\varphi = 31.80^\circ$$

$$q_c = 164 \text{ ton}/m^2$$

$$\text{Area de la base } (A_b) = 0.28m^2$$

$$N_\varphi = \tan^2\left(45 + \frac{31.80^\circ}{2}\right) = 3.23$$

$$q_p = 164 \times (3.23 + 1) = 693.38 \text{ ton}/m^2$$

Resistencia última en la punta del pilote (Q_p):

$$Q_p = q_p \times A_b = 693.38 \text{ ton}/m^2 \times 0.28m^2 = 196.05 \text{ ton.}$$

Resistencia admisible en la punta del pilote (Q_{padm}):

$$Q_{padm} = \frac{P_b}{FS} = \frac{196.05}{2} = 98.03 \text{ ton.}^*$$

b) Carga por fuste

Para la resistencia por fricción en el fuste en contacto con la limolita fue empleado el criterio definido en la norma DIN 1054:2005, el cual relaciona la resistencia a la compresión inconfiada de la roca con la resistencia cortante que se desarrolla en la interface entre el fuste del pilote y la roca.

Retomando la **Tabla 4** pag. 34 y realizando interpolación lineal, para un valor de resistencia a la compresión inconfiada (q_c) = 1.64 Mpa se obtiene un valor de resistencia en el fuste (q_f) = 0.1864 Mpa, con este valor se calculó la resistencia por fricción en el fuste del pilote así:

$$d = 0.60m$$

$$q_c = 164 \text{ ton}/m^2$$

$$q_f = 18.64 \text{ ton}/m^2$$

$$\text{longitud de empotramiento } (l_e) = 5m$$

* Valor obtenido usando todos los decimales en las operaciones realizadas.

$$\text{Perímetro de la base } (C) = \pi \times d = 3.14 \times 0.60 = 1.89\text{m}$$

$$\text{Area de contacto en el fuste } (A_f) = l_e \times C = 1.89 \times 5 = 9.43\text{m}^2$$

Resistencia última en el fuste del pilote (Q_f):

$$Q_f = q_f \times A_f = 18.64 \text{ ton/m}^2 \times 9.43\text{m}^2 = 175.68\text{ton.}$$

Resistencia admisible en el fuste del pilote (Q_{fadm}):

$$Q_{fadm} = \frac{P_f}{FS} = \frac{175.68}{2} = 87.84 \text{ ton.}^*$$

Por último, se calculó la carga de diseño del pilote mediante la Ecuación 1:

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

$$Q_u = 98.03 + 87.84 = 185.86 \text{ ton.}$$

El procedimiento de cálculo anterior fue aplicado para determinar la resistencia con diferentes diámetros de pilote a diferentes profundidades de empotramiento, en la **Tabla 9** se muestran las diferentes combinaciones realizadas.

Tabla 9. Capacidades de carga admisible de los pilotes.**

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PILOTES (ton.)				
EMPOTRAMIENTO (m) \ DIÁMETRO (m)	5.00	6.00	7.00	8.00
0.60	185.86	203.43	221.00	238.57
0.65	210.20	229.23	248.26	267.30
0.70	235.90	256.40	276.89	297.39
0.75	262.96	284.92	306.88	328.84
0.80	291.38	314.81	338.23	361.66
0.85	321.17	346.06	370.94	395.83
0.90	352.31	378.67	405.02	431.37
0.95	384.82	412.64	440.45	468.27

* Valor obtenido usando todos los decimales en las operaciones realizadas.

** Estos valores no tiene descontado el peso de los pilotes.

4.1.2 Desarrollo en Campo. Sobre las áreas mostradas en el **Anexo B**, se proyectó la construcción de 1935 pilotes con diámetros de 70 y 80 centímetros distribuidos tal y como se muestra en el **Anexo C**. Se plantearon ejecutar 40 ensayos de PDA aunque para el análisis del presente trabajo se emplearon resultados de 20 pruebas.

El trabajo de campo y recopilación de información se llevó a cabo de la siguiente manera:

- Supervisión de las excavaciones de pilotes
- Clasificación por medio visual del material extraído de las excavaciones
- Determinación de la profundidad de empotramiento
- Conformación del perfil estratigráfico
- Aplicación de la prueba PDA a los pilotes seleccionados

4.2 EJECUCION DE LOS TRABAJOS

4.2.1 Proceso constructivo de los pilotes. Como se mencionó anteriormente, el sistema de cimentación de la losa está basado en pilotes pre-excavados de concreto, con sección circular y diámetros de 70 y 80 centímetros. El modelo planteado para los pilotes según los diseños es como se muestra en el **Anexo D**, y con base en este se llevaron a cabo los trabajos de pilotaje.

El proceso de construcción de los pilotes se puede generalizar en las siguientes etapas:

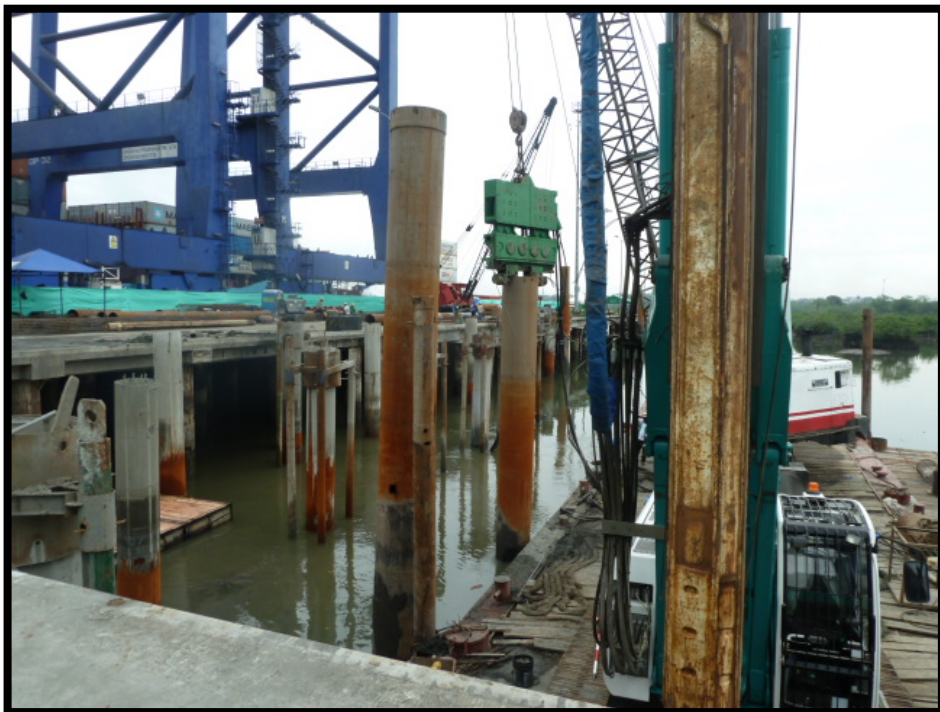
1. Ubicación e hincado de camisa recuperable o de trabajo
2. Instalación de marco guía y de soporte
3. Excavación del pilote
4. Instalación de la camisa permanente
5. Limpieza del pilote

6. Armado y colocación de acero de refuerzo
7. Vaciado de concreto
8. Retiro de la obra falsa (marcos guías)

4.2.1.1 Ubicación e hincado de camisa recuperable. Debido a la ubicación de las actividades y las condiciones del lecho marino, fue necesario emplear para el proceso de excavación una camisa metálica de sección circular y diámetro mayor al del pilote a construir, con el propósito de que esta actuase como formaleta conteniendo los suelos blandos (lodos, sedimentos y suelos residuales de baja consistencia).

Con el apoyo de topografía se ubicaron los ejes y posición de cada pilote y con la ayuda de un martillo vibrador se hincaron las camisas hasta alcanzar una profundidad donde los suelos presentaban la consistencia suficiente para no derrumbarse, esto con base en los estudios preliminares de suelos. El detalle de este proceso se puede observar en la **Imagen 17**.

Imagen 17. Hincado de camisa de trabajo.



4.2.1.2 Instalación de marco guía y de soporte. Con el propósito de garantizar una perforación vertical, además de brindar estabilidad durante todo el proceso de construcción del pilote, se implementó el uso de un marco guía (**Imagen 18**) para mantener el eje del pilote en su ubicación y así evitar cualquier desplazamiento a causa de las mareas u otros agentes externos.

Imagen 18. Marco guía y soportes.



4.2.1.3 Excavación del pilote. Una vez instalada la camisa de trabajo y armada la estructura de soporte, se excavaron los pilotes por medio de una máquina piloteadora con Kelly y balde como se muestra en la **Imagen 19**. Durante el proceso de excavación, se analizaba el material extraído por la piloteadora y se caracterizaba el tipo de suelo encontrado. Simultáneamente, se registraban las profundidades donde se presentaban cambios significativos en las propiedades del material así como la profundidad a la cual comenzaba el estrato de roca.

Una vez determinado el punto en que iniciaba el basamento rocoso, se aseguraba de que la excavación alcanzara la profundidad de empotramiento especificada en el diseño de cada uno de los pilotes.

Por último se medía la profundidad total excavada una vez culminado el proceso de excavación.

Imagen 19. Excavación del pilote. A la izquierda máquina piloteadora en proceso de excavación, a la derecha balde empleado para excavación.



4.2.1.4 Instalación de camisa permanente. Posterior a la excavación del pilote, se procedía con la hincada de la camisa perdida la cual se instalaba con la ayuda de una grúa (**Imagen 20**). El propósito de esta camisa es el de contención de los lodos y material blando para que no colapsara la excavación hacia dentro del hueco. A diferencia de la camisa de trabajo, la camisa perdida presentaba un espesor de pared mucho más delgado y esta se hincaba hasta alcanzar la profundidad de la roca meteorizada o saprolito.

Luego de hincar la camisa perdida se retiraba la camisa de trabajo con la ayuda del martillo (**Imagen 20**) asegurando la camisa perdida al marco guía y verificando con topografía su ubicación para que correspondiese con el eje del pilote (**Imagen 21**).

4.2.1.5 Limpieza del pilote. Seguido al hincado de la camisa perdida y previo a la instalación del acero de refuerzo, se limpió del fondo del pilote con el propósito de extraer el material que pudiese quedar en el fondo a causa del hincado de la camisa y/o desprendimiento de la excavación. Para esto se implementó un balde que no generara sobrexcautación y que además garantizara la uniformidad de la base del pilote para simular una superficie lo mas plana posible.

Imagen 20. Hincado de camisa perdida y retiro de camisa de trabajo.



Imagen 21. Camisa perdida sujeta al marco guía.



4.2.1.6 Instalación del acero de refuerzo. Una vez efectuada la limpieza de la excavación, se continuó con la instalación del acero de refuerzo para el pilote. Con ayuda de grúa se levantaron las armaduras previamente armadas y se introdujeron dentro de la excavación como lo muestra la **Imagen 22**, se instaló el acero de refuerzo hasta la profundidad especificada en los diseños incrustando además los distanciadores para garantizar el recubrimiento con el concreto.

Imagen 22. Instalación del acero de refuerzo.



4.2.1.7 Vaciado de concreto. Para terminar el proceso constructivo de cada pilote, se llenó la excavación con concreto tipo tremie, el cual, gracias a su característica de naturaleza fluida garantiza un llenado homogéneo de abajo hacia arriba desplazando los sedimentos o lodos que pudiesen estar almacenados en el fondo del pilote, para ello se introdujo una tubería dentro de la excavación y hasta una altura no mayor a 1 metro desde el fondo del pilote para evitar segregación del concreto.

Imagen 23. Colocación de concreto en la excavación.



A medida que se iba llenando la excavación se acortaba también la longitud de la tubería teniendo cuidado que la punta siempre estuviera inmersa en el concreto para asegurar el ascenso vertical y continuo de los sedimentos hacia arriba y evitar la mezcla de estos con el concreto.

Para finalizar el proceso de vaciado, se hacía rebozar el concreto al exterior para garantizar la salida de todas las impurezas evitando así la contaminación del concreto en el pilote.

4.2.1.8 Retiro de la obra falsa. Una vez colocado el concreto para el pilote y transcurridos tres días desde su fundición, se realizó el retiro de la estructura de soporte quedando el pilote empotrado y listo para las actividades siguientes de armado de estructura **Imagen 24**.

Imagen 24. Pilotes en su etapa final de construcción.



4.2.2 Ejecución de la prueba PDA. Una vez construido el pilote y secuencia al avance de la obra, se fueron realizando las Pruebas de Carga Dinámica o PDA sobre ciertos pilotes previamente seleccionados. El criterio de selección para dichos pilotes tuvo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Aquellos pilotes construidos en zonas donde las muestras inspeccionadas durante la excavación no presentaban una estructura de roca definida generando indicios de baja resistencia en la capacidad portante.
- En los pilotes donde se presentaron anomalías significativas durante el proceso de construcción, que no garantizaban un comportamiento del pilote cercano al modelo planteado en los diseños.
- En pilotes seleccionados al azar con el propósito de verificar las condiciones de resistencia del terreno.

El ensayo de PDA aplicado a los pilotes seleccionados (ver **Anexo E**), se compone de dos etapas principalmente:

1. Alistamiento previo del pilote.
2. Aplicación de la carga de impacto y toma de datos.

4.2.2.1 Equipo utilizado durante la prueba. Para la ejecución del ensayo de Carga Dinámica se empleó el equipo que se lista a continuación y que se muestra en la **Tabla 10**:

- Grúa con capacidad de caída libre.
- Martillo o masa para aplicar el impacto (Peso 7 ton).
- Marco Guía para el martillo.
- Tablas de madera para amortiguamiento del golpe.
- Analizador de hinca de pilotes modelo PAX.
- Nivel topográfico y mira.

Tabla 10. Equipo para Prueba PDA.

EQUIPO UTILIZADO EN PRUEBA PDA	
	
Grúa con capacidad de caída libre.	Martillo para aplicación de impactos.
	
Marco guía para martillo.	Madera para amortiguación de golpes.
	
Equipo analizador de hincia PAX.	Nivel topográfico y mira.

4.2.2.2 Alistamiento previo del pilote. Para la realización de la prueba de pilotes pre-excavados, es recomendable la ejecución de un pilote un poco más largo en su parte superior, es decir, que tenga un cabezal de hormigón para recibir los impactos¹. Es preferible que esa longitud adicional a fundir sea del orden de tres diámetros aproximadamente.

Previo al ensayo los pilotes fueron preparados para que tuviesen los requerimientos mencionados anteriormente antes de recibir los impactos, para ello se realizó las siguientes adecuaciones:

- a) **Descabece del pilote.** Para asegurar la integridad y homogeneidad en la cabeza del pilote, se hizo la demolición de aproximadamente 1 metro desde la parte superior hacia abajo (ver **Imagen 25**), con el fin de remover cualquier impureza o contaminación que hubiese quedado después del vaciado de concreto ya que esto puede alterar las lecturas de los sensores instalados en ese lugar.

Imagen 25. Descabece del pilote.



- b) **Realce del pilote.** Luego de la demolición y limpieza de la cabeza del pilote, y verificado que no estuviese contaminado, se amarraron flejes de acero de refuerzo, se instaló un tramo de camisa metálica de 1.50 metros aproximadamente y se hizo colocación de concreto rematando la punta del pilote con una superficie plana, lisa y nivelada como se muestra en la **Imagen 26**.

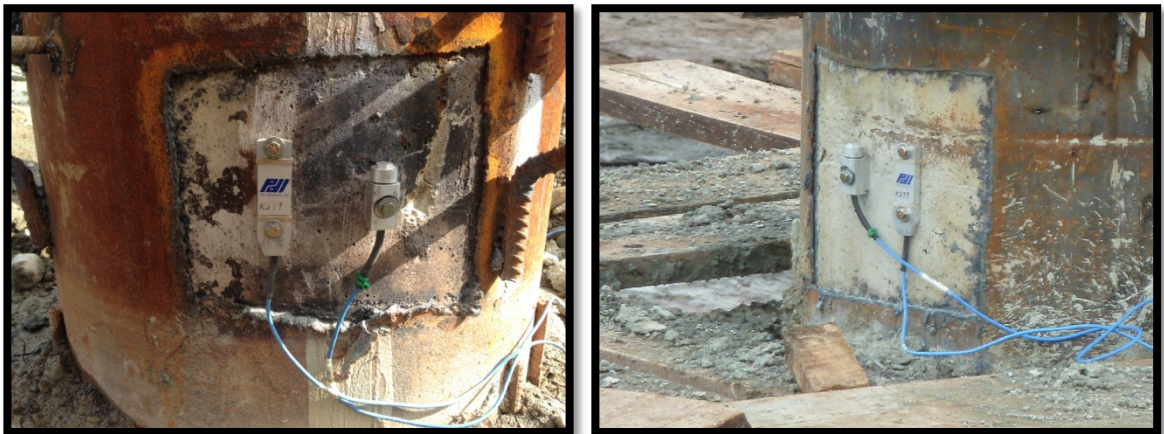
¹ SALAZAR FERRO INGENIEROS S.A. Informe prueba de carga dinámica de pilotes. Buenaventura, 2015.

Imagen 26. Realce en la cabeza del pilote.



- c) **Instalación de los sensores.** Para la lecturas y toma de datos, fue necesario instalar cierto tipo de sensores que enviaran las señales al equipo analizador de hinca, para este caso se instaló durante cada prueba dos sensores de deformación y dos acelerómetros tipo piezo-resistivos en dos caras opuestas del pilote como los mostrados en la **Imagen 27**.

Imagen 27. Sensores de deformación y aceleración.



- d) **Instalación de marco guía.** Para finalizar con el montaje y adecuaciones en el pilote, se instaló el margo guía para la masa tal y como se muestra en la **Imagen 28**. Esta estructura permite garantizar que los golpes sean aplicados lo más centrado

posible en el eje del pilote minimizando la excentricidad de la carga y ayudando a que la lectura en los dos pares de sensores sea muy similar.

Imagen 28. Marco guía para el martillo.



4.2.2.3 Aplicación de la carga de impacto y toma de datos. Una vez preparado el pilote para el ensayo, se realizó la aplicación de las cargas de impacto, este proceso se llevó a cabo teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

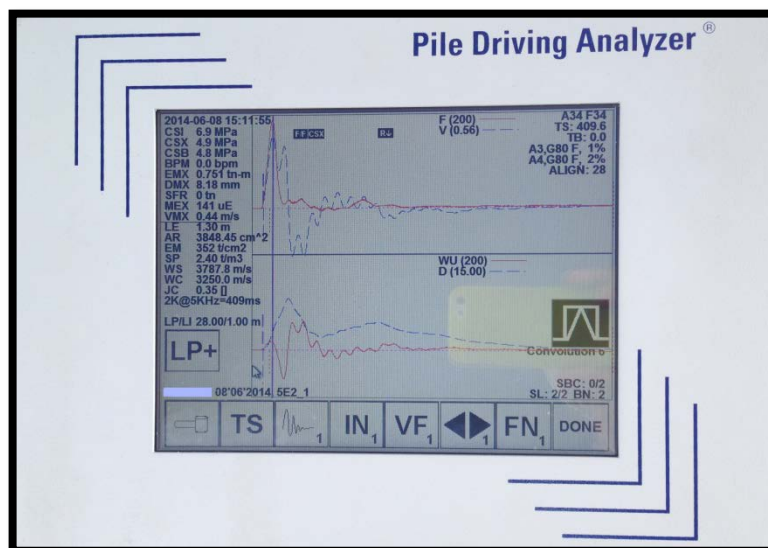
- Antes de aplicar el primer impacto, se tomó lectura de la cota inicial del pilote, con ayuda del nivel topográfico (**Imagen 29**) para llevar el control de los asentamientos presentados durante la prueba.
- El primer impacto aplicaba para una altura de caída de la masa entre 30 y 50 centímetros, la cual aumentaba gradualmente para los golpes siguientes.
- Seguido a cada golpe, se tomó lectura topográfica para determinar el asentamiento del pilote durante el impacto. Simultáneamente, se registraba la información enviada por los sensores con el equipo analizador de hincas como aparece en la **Imagen 30**.

Imagen 29. Control del asentamiento del pilote.



- El criterio para dar por terminado el ensayo, sucedía cuando el asentamiento medido en el pilote excedía los 4mm durante el impacto o cuando la lectura de los sensores indicaba un elevado esfuerzo de tensión que pudiese poner en riesgo la integridad del pilote ocasionando fracturamiento en el concreto.

Imagen 30. Registro de datos del analizador de hinca.



5. RESULTADOS Y ANALISIS

5.1 RESULTADOS DE LA INSPECCION EN CAMPO

Como se mencionó en ...la sección **3.2.1.3**..., durante el proceso de excavación para los pilotes se caracterizaba el material extraído. Tal clasificación se realizaba por medio visual y al tacto.

Durante la inspección en campo, se identificaron 5 tipos de material claramente diferenciables como se lista a continuación:

- a) **Material lodoso.** Correspondiendo con la descripción hecha en ...el numeral **1.4**... para el **Estrato 1** encontrado durante el estudio geotécnico, durante las excavaciones se identificaron materiales de consistencia fluida como los lodos mostrados en la **Imagen 31**.

Imagen 31. Material lodoso identificado en las excavaciones.



- b) **Material Arcilloso.** Seguido de los lodos se encontraron suelos arcillosos o arcillo-arenosos con alta plasticidad y de consistencia blanda a media, este material se penetraba fácilmente con el dedo. En la **Imagen 32** se muestra este material.

Imagen 32. Arcillas y arcillas arenosas.



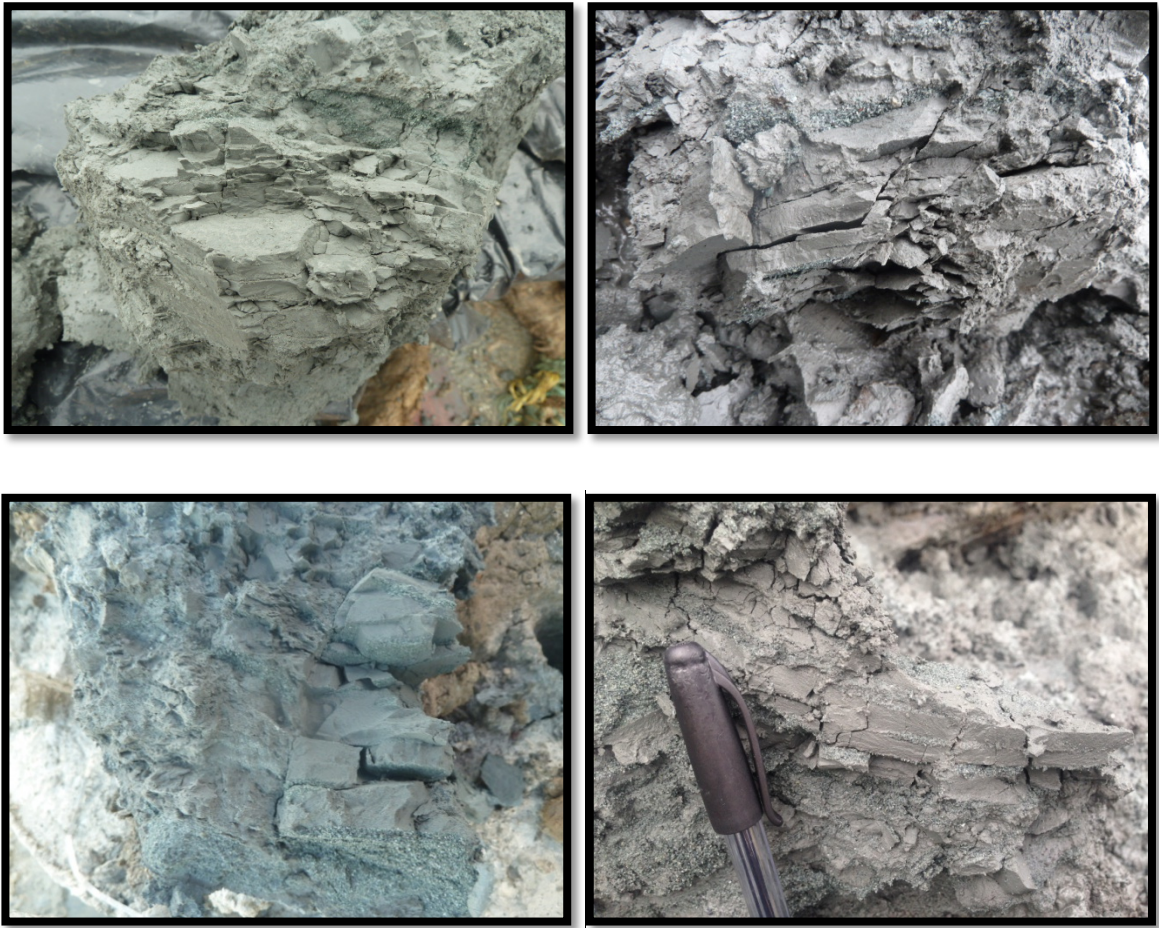
c) Roca alterada o meteorizada. Las características de la roca alterada variaba para diferentes zonas de excavación en el área del proyecto, por lo general la meteorización de la roca se presentaba como saprolito color grisáceo de consistencia media a dura, en otras ocasiones estaba compuesta por limolita blanda y friable con presencia de arenas.

Imagen 33. Roca meteorizada. A la izquierda saprolito gris, a la derecha limolita meteorizada



d) Limolita. Este material presentaba muy buenas características de roca debido a su estructura dura, angular y frágil. Generalmente estaba compuesto por láminas de limolita intercaladas con capas de arenas finas con pobre cementación.

Imagen 34. Material del estrato portante, Limolita.



e) Arenisca. En algunos casos, seguido de los estratos de limolita se encontraban mantos de arenisca de grano fino (**Imagen 35**), con una cementación media pero muy consolidada y densa haciéndose indeformable al tacto. Al igual que la Limolita, este material hace parte del estrato portante.

f) Material Arenoso. Durante la inspección de las excavaciones era muy común encontrar lentes de arenas friables con gravas finas, que se desmoronan al tacto con poco o nada de cementación, los espesores de este material no superaban los 60 centímetros.

Luego de inspeccionada la excavación para cada pilote, se construyó un perfil estratigráfico para mostrar las condiciones finales de empotramiento. Con los perfiles de

los pilotes inspeccionados, se conformó un perfil general para cada eje de pilotes como el que se muestra en los **Anexos Fa y Fb**.

Imagen 35. Muestras de Arenisca, Estrato portante.



En ellos se diferencian los tipos de materiales encontrados así como las profundidades de cada uno de los estratos. También se demarca la línea del estrato de roca teórico para establecer una comparación con la profundidad de la roca determinada en campo, de igual manera se hizo con la profundidad teórica de los pilotes.

Para el perfil mostrado en el **Anexo Fa** que corresponde al eje C6 cuya ubicación es señalada en el **Anexo E**, se puede observar que el estrato de roca determinado en campo está a menor profundidad que el estrato de roca teórico, por consiguiente, las longitudes de los pilotes construidos fue más corta que las longitudes consideraras en los diseños. Por el contrario, para el eje E10 ilustrado en el **Anexo Fb** el inicio de la roca determinado en campo está a mayor profundidad de lo contemplado en los diseños, por ende, las longitudes de los pilotes de este eje fueron un poco mayor de las consideradas teóricamente.

Las condiciones del terreno descritas anteriormente se presentaron a lo largo de todos los demás ejes de pilotes que componen el proyecto demandando en algunos caso un aumento en la longitud de los pilotes y en otros una reducción en base a las profundidades de diseño y todo esto producto de la variabilidad en la profundidad del basamento rocoso y la calidad de la roca.

5.2 RESULTADOS ENSAYOS DE CAMPO

Para los pilotes seleccionados, se ejecutó la prueba de carga PDA tal y como se describe en ...el numeral **3.2.2**... El resumen de resultados se muestra en la **Tabla 11**:

Referente a la **Tabla 11**,

- En la primera columna se tiene el número total de pruebas ejecutadas.
- La segunda columna indica la fecha en que fue construido el elemento (fundición del pilote).
- La tercera columna presenta la referencia del pilote (su ubicación y connotación).
- En las columnas 4, 5 y 6 se presentan las capacidades de cargas últimas obtenidas mediante el ensayo (carga total, carga de fuste y carga en la punta respectivamente).
- Las columnas 7 y 8 muestran los porcentajes resistidos por fuste y punta respectivamente.
- En la columna 9 se muestra el impacto en el cual se registró el asentamiento máximo.
- El asentamiento máximo registrado por los sensores se presenta en la columna 10.
- La columna 11 muestra la energía transferida durante el impacto, la cual da una idea de la eficiencia del golpe.
- La columna 12 indica el esfuerzo máximo a tracción a lo largo del pilote registrado durante el ensayo, este parámetro es uno de los criterios tenidos en cuenta para dar por terminada la prueba, cuanto este valor supera los 7 Mpa, al registrasen valores superiores a 7 Mpa, puede ponerse en riesgo la integridad del pilote provocando fracturamiento por tracción, por lo anterior es aconsejable no superar este límite.

Tabla 11. Resultados Pruebas de Carga Dinámica (PDA)

RESULTADOS DE PRUEBAS PDA											
N°	Fecha de Fundición	Pilote	Capacidad de carga (ton)			Resistencia (%)		Golpe N°	Asentamiento (mm)	Energía Transferida (t-m)	Esfuerzo máximo de tracción a lo largo del fuste (Mpa)
			Total	Fuste	Punta	Fuste	Punta				
1	14/03/2014	25A1	1261,60	1010,10	251,50	80,06%	19,94%	8	1,00	4,07	2,60
2	14/03/2014	32A1	946,10	794,80	151,30	84,01%	15,99%	8	2,00	6,53	3,50
3	23/03/2014	18A1	1274,20	556,50	717,70	43,67%	56,33%	1	1,00	4,55	6,00
4	29/04/2014	23E1	459,40	360,60	98,80	78,49%	21,51%	8	1,00	2,04	2,45
5	07/05/2014	2E1	481,20	467,20	14,00	97,09%	2,91%	6	0,50	1,08	3,53
6	07/05/2014	22C2	451,00	245,00	206,00	54,32%	45,68%	3	0,50	1,00	3,73
7	09/05/2014	29E1	631,20	467,40	163,80	74,05%	25,95%	4	0,50	1,32	4,60
8	19/05/2014	40E2	343,90	287,40	56,50	83,57%	16,43%	7	4,00	4,36	1,40
9	15/07/2014	23B4	1157,20	1078,80	78,40	93,23%	6,77%	2	0,50	3,62	-
10	11/08/2014	42D3	304,20	225,70	78,50	74,19%	25,81%	7	0,50	1,25	2,75
11	12/08/2014	36E3	537,00	501,00	36,00	93,30%	6,70%	6	0,50	0,54	-
12	01/10/2014	10B4	618,20	555,50	64,70	89,86%	10,47%	8	0,50	1,63	5,10
13	09/10/2014	24E5	353,80	300,40	53,40	84,91%	15,09%	4	0,30	0,49	2,50
14	16/10/2014	10D8	974,6	888,2	86,4	91,13%	8,87%	7	0,40	4,07	2,90
15	23/10/2014	9E5	656,70	515,90	140,80	78,56%	21,44%	6	0,20	1,93	8,70
16	05/11/2014	17D8	693,00	681,60	11,40	98,35%	1,65%	10	0,30	1,65	4,60
17	01/12/2014	1C10	625,8	457,9	167,9	73,17%	26,83%	5	0,40	1,72	3,20
18	08/01/2015	42B6	491,00	270,30	220,70	55,05%	44,95%	4	1,00	1,26	7,40
19	09/01/2015	11E10	208,20	166,00	42,20	79,73%	20,27%	6	4,00	2,54	0,50
20	24/01/2015	27B6	820,00	599,30	220,70	73,09%	26,91%	5	0,20	2,47	8,50

5.3 ANALISIS DE RESULTADOS

Los datos de capacidad de carga, obtenidos mediante el ensayo de carga dinámica fueron ordenados por diámetro de pilote y por magnitud de la carga en orden ascendente, como se aprecia en la **Tabla 12**.

Para el propósito del presente análisis no se consideraron los pilotes sombreados en la **Tabla 12**, ya que dichos elementos fueron los primeros en construirse durante el proyecto, por tal razón su longitud está muy por encima a la de diseño con el fin de comprobar el terreno mediante los primeros ensayos de PDA ejecutados en ellos. Es por esto que las longitudes de empotramiento presentan mucha diferencia entre la ejecutada en obra con la teórica, como consecuencia estos pilotes reportan una capacidad de carga muy por encima de la media del grupo de pilotes ensayados.

La **Tabla 12** presenta cuatro encabezados o grupos, de los cuales tres de ellos contienen resultados con capacidades de carga.

- En el primer grupo (resaltado con verde) están contenidas las capacidades de carga última propuestas en los diseños para cada uno de los pilotes, es decir, la carga última de diseño.
 - El segundo grupo (color azul) muestra la capacidad de carga de los pilotes calculada mediante los métodos propuestos en el diseño y con los empotramientos obtenidos en campo. Como ejemplo, se presenta a continuación el procedimiento de cálculo para el pilote 36E3.
- a) Carga por punta.** Según la metodología empleada para el diseño, la capacidad de carga por punta fue calculada por el método de **Goodman (1989)** así:

$$q_p = q_c(N_\varphi + 1)$$

Para,

$$N_\varphi = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Con la información de obra para el respectivo pilote se tiene:

$$d = 0.70m$$

$$\varphi = 31.80^\circ$$

$$q_c = 164 \text{ ton}/m^2$$

$$\text{Area de la base } (A_b) = 0.39m^2$$

$$N_\varphi = \tan^2\left(45 + \frac{31.80^\circ}{2}\right) = 3.23$$

$$q_p = 164 \times (3.23 + 1) = 693.38 \text{ ton}/m^2$$

Resistencia ultima en la punta del pilote (Q_p):

$$Q_p = q_p \times A_b = 693.38 \text{ ton}/m^2 \times 0.39m^2 = 266.84 \text{ ton.}^*$$

b) Carga por fuste. De acuerdo a lo contemplado en los diseños, la resistencia por fuste fue determinada mediante el método propuesto por la Norma DIN 1054:2005:

El valor de la resistencia unitaria por fuste (q_f) se determina mediante interpolación directa en la **Tabla 4**, con dicho valor y la información del pilote construido se tiene:

$$d = 0.70m$$

$$q_c = 164 \text{ ton}/m^2$$

$$q_f = 18.64 \text{ ton}/m^2$$

$$\text{longitud de empotramiento en obra } (l_e) = 5.80m$$

$$\text{Perímetro de la base } (C) = \pi \times d = 3.14 \times 0.70 = 2.20m$$

$$\text{Area de contacto en el fuste } (A_f) = l_e \times C = 2.20 \times 5.80 = 12.76m^2$$

Resistencia última en el fuste del pilote (Q_f):

$$Q_f = q_f \times A_f = 18.64 \text{ ton}/m^2 \times 12.76m^2 = 237.75 \text{ ton.}^*$$

* Valores obtenidos usando todos los decimales en las operaciones realizadas.

Tabla 12. Tabla General de Capacidades de Carga.

CARACTERISTICAS DEL PILOTE Qu (diseño)						CAPACIDAD DE CARGA TEORICA			RESULTADOS PDA			RELACION CAPACIDAD DE CARGA			
PILOTE	Diámetro (m)	Empotramiento (m)		Longitud Total (m)		Q _(Adm.) (ton)	Q _(Ult.) (ton)	Fuste (Norma DIN 1054)	Punta (Goodman 1989)	Total (ton)	CAPACIDAD DE CARGA (ton)			Q _(PDA)	Q _(PDA)
		Diseño	Real	Diseño	Real						Total	Fuste	Punta	Q _(Adm.)	Q _(Ult.)
11E10	0,70	5,0	6,0	15,89	18,00	235,90	471,80	245,95	266,84	512,79	208,20	166,00	42,20	88%	44%
42D3	0,70	6,0	6,2	24,74	23,20	256,40	512,80	254,15	266,84	520,99	304,20	225,70	78,50	119%	59%
40E2	0,70	5,0	4,8	25,94	25,75	235,90	471,80	196,76	266,84	463,60	343,90	287,40	56,50	146%	73%
24E5	0,70	5,0	7,3	26,34	26,30	235,90	471,80	299,24	266,84	566,08	353,80	300,40	53,40	150%	75%
22C2	0,70	8,0	7,4	25,95	28,40	297,39	594,78	303,34	266,84	570,18	451,00	245,00	206,00	152%	76%
23E1	0,70	5,0	5,7	25,81	25,20	235,90	471,80	233,65	266,84	500,50	459,40	360,60	98,80	195%	97%
2E1	0,70	5,0	6,8	27,04	26,30	235,90	471,80	278,74	266,84	545,59	481,20	467,20	14,00	204%	102%
42B6	0,70	8,0	8,2	22,12	22,70	297,39	594,78	336,13	266,84	602,97	491,00	270,30	220,70	165%	83%
36E3	0,70	5,0	5,8	22,60	22,80	235,90	471,80	237,75	266,84	504,60	537,00	501,00	36,00	228%	114%
1C10	0,70	5,0	4,9	21,31	20,90	235,90	471,80	200,86	266,84	467,70	625,80	457,90	167,90	265%	133%
9E5	0,70	5,0	5,0	24,60	23,50	235,90	471,80	204,96	266,84	471,80	656,70	515,90	140,80	278%	139%
17D8	0,70	6,0	6,5	24,05	21,50	256,40	512,80	266,44	266,84	533,29	693,00	681,60	11,40	270%	135%
27B6	0,70	8,0	9,8	25,88	23,80	297,39	594,78	401,72	266,84	668,56	820,00	599,30	220,70	276%	138%
10D8	0,70	6,0	6,2	24,41	26,00	256,40	512,80	254,15	266,84	520,99	974,60	888,20	86,40	380%	190%
25A1	0,70	5,0	9,8	27,17	30,00	235,90	471,80	401,72	266,84	668,56	1261,60	1010,10	251,50	535%	267%
10B4	0,80	5,0	2,5	25,22	19,50	291,38	582,76	117,12	348,53	465,65	618,20	555,50	64,70	212%	106%
29E1	0,80	4,0	6,1	24,84	24,60	267,96	535,92	285,77	348,53	634,30	631,20	467,40	163,80	236%	118%
32A1	0,80	4,0	11,0	26,90	30,00	267,96	535,92	515,32	348,53	863,85	946,10	794,80	151,30	353%	177%
23B4	0,80	5,0	5,8	24,77	24,80	291,38	582,76	271,72	348,53	620,25	1157,20	1078,80	78,40	397%	199%
18A1	0,80	4,0	10,5	26,41	31,56	267,96	535,92	491,90	348,53	840,43	1274,20	556,50	717,70	476%	238%

- En el tercer grupo (color rojo) contiene los valores de carga últimos obtenidos mediante el ensayo de PDA.
- Un cuarto encabezado o grupo relaciona las resistencias obtenidas mediante el ensayo de PDA con las resistencias (última y admisible) contempladas en los diseños, es decir, el porcentaje de carga obtenido en campo con respecto a las cargas requeridas; como se mencionó en ...el numeral 3.1.1.1... el factor de seguridad empleado en los diseños fue de FS=2.

5.3.1 Comparación de Capacidades de Carga. Con los datos registrados en la **Tabla 12** se construyó una gráfica como se ilustra en la **Imagen 36** e **Imagen 37** para diámetros de 0.70m y 0.80m respectivamente, donde se relaciona la longitud de empotramiento del pilote construido vs. su capacidad de carga. Lo anterior con el fin de establecer una comparación entre cada uno de los resultados obtenidos.

Imagen 36. Gráfico comparativo pilotes d=0.70m.

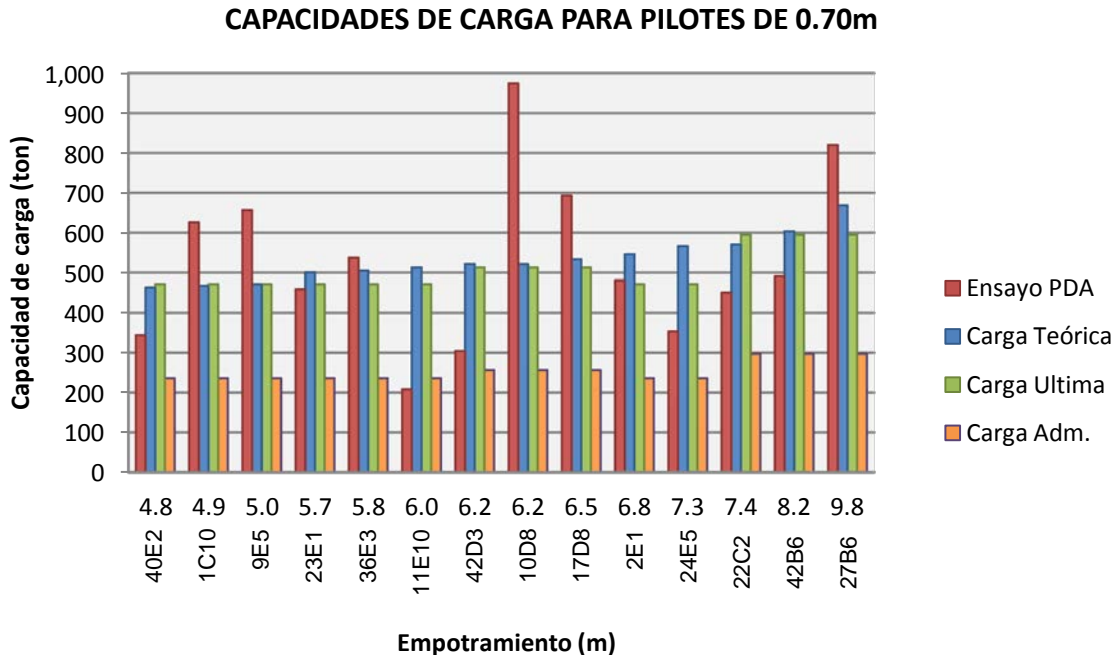
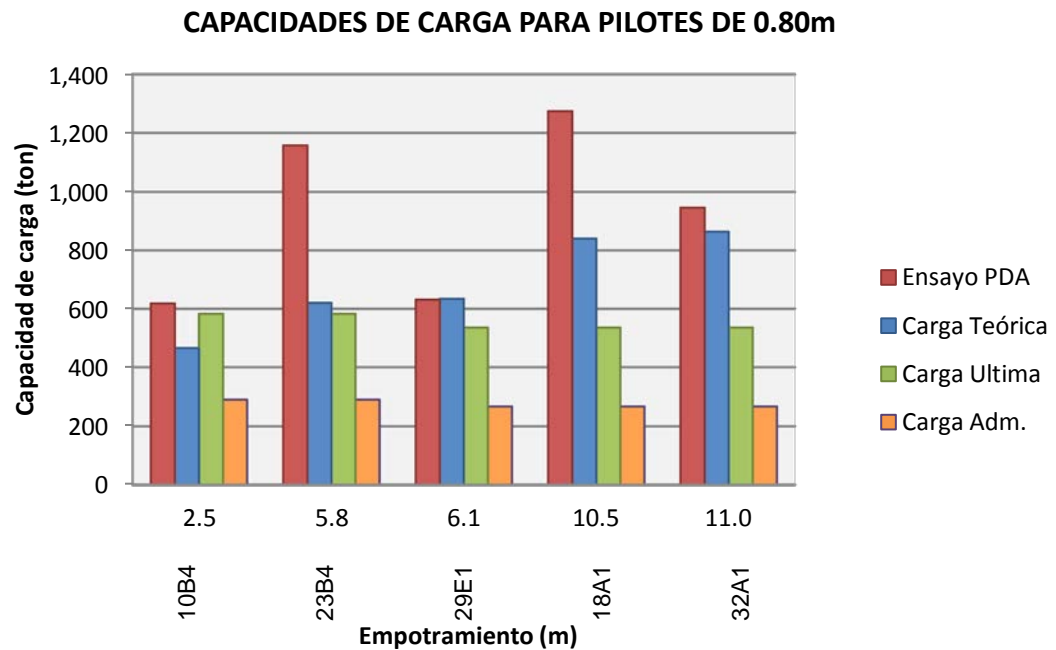


Imagen 37. Gráfico comparativo pilotes d=0.80m.



De la **Imagen 36** (pilotes diámetro 0.70m) se deduce lo siguiente:

- a) La capacidad de carga teórica (barras azules) incrementa su valor conforme aumenta la profundidad de empotramiento del elemento. Esto es lógico puesto que los métodos empíricos empleados (Goodman y Norma DIN), asumen una homogeneidad de la roca a lo largo del contacto con el fuste del pilote.
- b) Los valores de carga obtenidos mediante el ensayo de PDA (barras rojas) presentan variaciones en su magnitud independiente del aumento en la profundidad de empotramiento. Lo anterior se debe a que el estrato considerado como basamento rocoso, presenta variaciones en cuanto a calidad de la roca a lo largo del fuste, por tanto sus características geotécnicas no son uniformes en toda el área de contacto (interacción suelo-pilote) y por lo tanto, la fricción unitaria no es uniforme.
- c) Los valores de carga obtenidos mediante el ensayo de PDA (barras rojas) están por encima de las capacidades de cargas admisibles o requeridas para el proyecto (barras amarillas), salvo en el pilote 11E10 que tuvo un 88% de la carga admisible, esto puede atribuirse a que las condiciones del terreno en este sector no fueron muy

favorables (roca muy deteriorada), o por otro lado, a que no se ejecutó consecuentemente el proceso constructivo del pilote, por ejemplo, posiblemente no se realizó la limpieza del fondo del pilote, quedando allí materiales sueltos, impidiendo que la punta del pilote no quedase en contacto directo con la roca intacta.

Para los pilotes de diámetro 0.80m (**Imagen 37**), además de lo mencionado en los incisos a) y b) se puede deducir que:

- d) En todos los pilotes, la capacidad de carga determinada en campo con la prueba PDA estuvo por encima de los demás valores calculados (teóricos y de diseño). Esto se debe en parte, a lo mencionado en el inicio ...del numeral **4.3...** donde se aclaró que para los pilotes señalados en la **Tabla 12** la profundidad de empotramiento establecida en campo fue mucho mayor que la designada por los diseños, además, como se ve en la misma tabla, las longitudes de empotramiento para los pilotes de diámetro 80cm presentan considerables diferencias entre las reales con las teóricas.

Por otro lado, haciendo un análisis general de los resultados, se presentan los gráficos de las imágenes 38 y 39, donde se muestra el valor promedio para cada uno de los grupos de cargas de la **Tabla 12**.

Imagen 38. Valores promedio de Capacidad de Carga d=0.70m

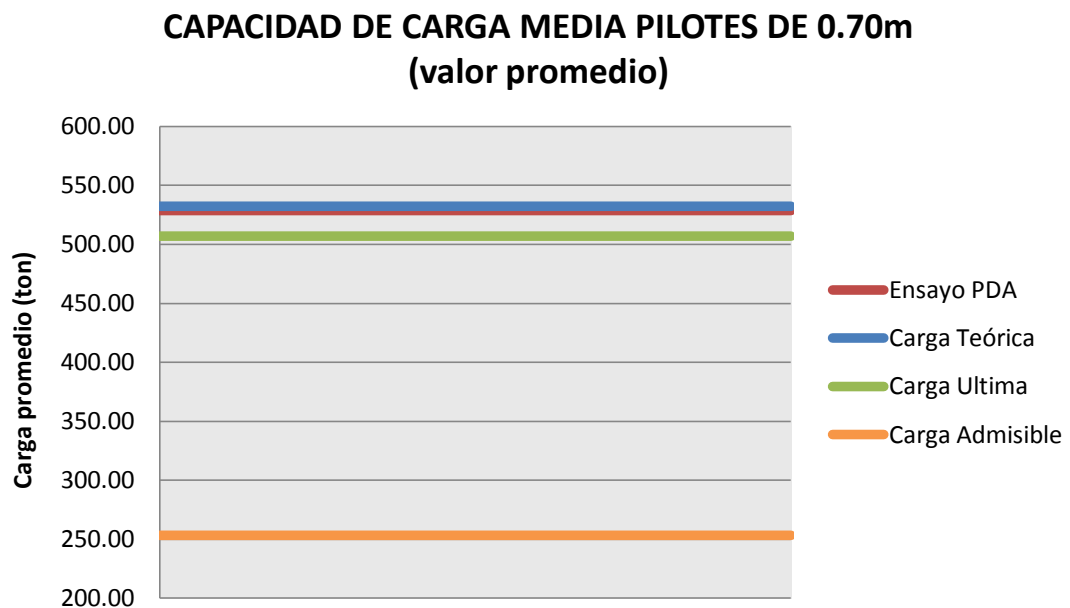
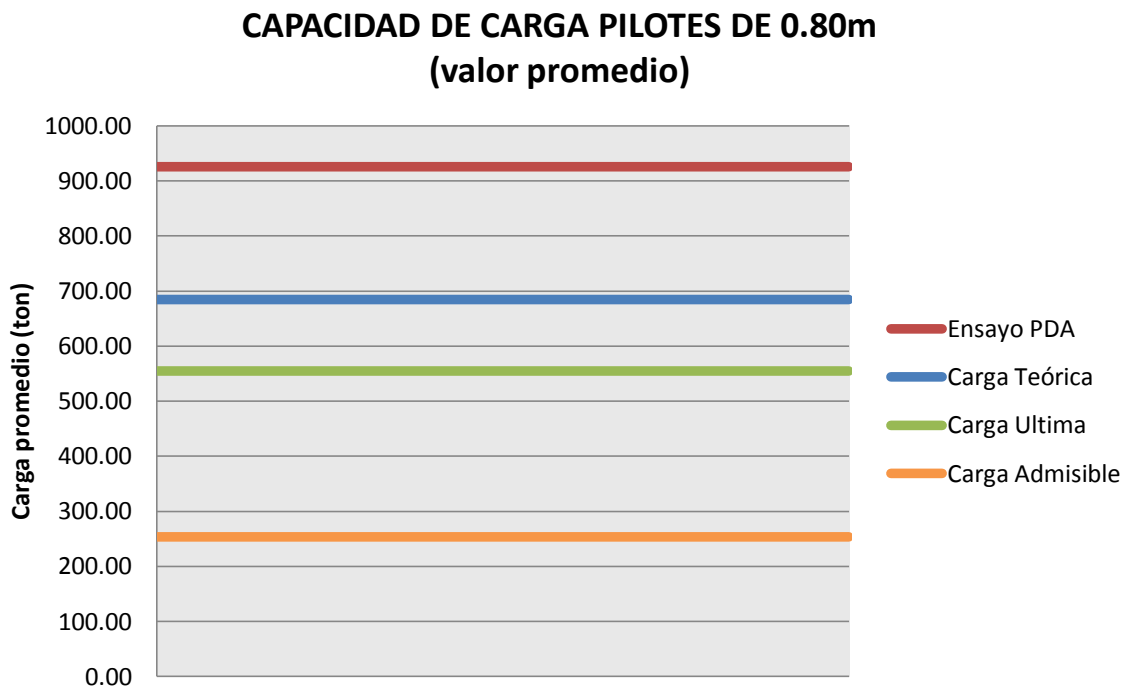


Imagen 39. Valores promedio de Capacidad de Carga d=0.80m



Las gráficas de las imágenes 38 y 39, permiten discernir lo siguiente:

- e) Referente a la **Imagen 39**, la separación abrupta entre las líneas roja, azul y verde en los pilotes de diámetro 0.80m es indicio de que para estos pilotes no se establecieron las condiciones ideales en cuanto al empotramiento definido en obra, por lo tanto sus características constructivas no se ajustan a los criterios contemplados en esta investigación cuyo propósito es simular en las condiciones del modelo planteado en los estudios y diseños. Sumado a lo anterior, se tiene el hecho de que para el análisis de estos pilotes se tuvo una escasa cantidad de datos.
- f) Contrario a lo expuesto en el literal e, en la **Imagen 38** los valores promedios de carga última para los pilotes con diámetro $d=0.70m$ se encuentran muy coincidentes, sobre todo las líneas pertenecientes a la carga obtenida con la prueba PDA y la correspondiente a la carga teórica evaluada con los métodos contemplados en los diseños. Esto gracias a que la cantidad de datos fue mayor y que las condiciones de campo fueron lo más parecidas a las propuestas en los diseños.

- g) Vale la pena aclarar que la carga admisible (línea amarilla) es el resultado de dividir la carga última por el factor de seguridad en este caso FS=2.
- h) En general, la capacidad de carga última de los pilotes ensayados con la prueba PDA, es superior a la carga de trabajo o la requerida para el proyecto.

5.3.2 Evaluación del método de diseño. Con los métodos de cálculo vistos en ...el numeral 2.2..., se realizó el análisis que se presenta a continuación con el fin de hacer una valoración de los métodos aplicados para el diseño de los pilotes.

En primera instancia, para el cálculo de las capacidades de carga por fuste y por punta, se utilizó el menor valor para los factores de carga N_0 y α en aquellas fórmulas donde contemplan rangos de valores bajos, medios y altos, debido a que según las características geotécnicas de la roca en estudio, su resistencia a la compresión simple la clasifican como una roca muy blanda a blanda conforme a lo dispuesto en la **Tabla 13**.

Tabla 13. Clasificación de las rocas a partir de su resistencia a la compresión simple.¹

Resistencia a la compresión simple (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society of London (1970)	Bieniawski (1973)	Ejemplos
< 1	Suelos			
1-5	Muy blanda	Blanda > 1,25	Muy baja	Sal, lutita, limolita, marga, toba, carbón.
5-12,5	Blanda	Moderadamente blanda		
12,5-25		Moderadamente dura	Baja	Esquisto, pizarra.
25-50	Moderadamente dura	Dura	Media	Rocas metamórficas esquistosas, mármol, granito, gneiss, arenisca, caliza porosa.
50-100	Dura	Dura	Alta	Rocas ígneas y metamórficas duras, arenisca muy cementada, caliza, dolomía.
100-200	Muy dura	Muy dura	Muy alta	Cuarcita, gabro, basalto.
> 200		Extremadamente dura		
> 250	Extremadamente dura			

¹ GONZALES VALLEJO, Luis I., FERRER, Mercedes, ORTUÑO, Luis & OTEO, Carlos; Ingeniería Geológica. Madrid 2002.

Para el análisis se utilizó como objeto de cálculo uno cualquiera de los pilotes ensayados y vistos en la **Tabla 12**, se seleccionó el pilote 36E3, cuyas características se resumen a continuación:

Tabla 14. Pilote seleccionado para los cálculos.

CARACTERISTICAS PILOTE 36E3			
Pilote	Diámetro (m)	Empotramiento (m)	Longitud (m)
36E3	0,70	5,8	22,80

Con la información de la **Tabla 14**, se calculó la capacidad de carga por punta y por fuste para algunos de los métodos vistos en el capítulo 2, sus resultados fueron consignados en las **Tabla 15** y **16**. Se muestra el proceso de cálculo para los métodos propuestos por **Zhang & Einstein** para la resistencia por punta y **Poulos & Davis** para la carga por fuste.

Método de Zhang & Einstein para determinar carga por punta (Q_p)

El método establece tres ecuaciones de ajuste como sigue:

$$\text{Límite inferior} \quad q_p = 3,00 * q_c^{0,5}$$

$$\text{Límite intermedio} \quad q_p = 4,80 * q_c^{0,5}$$

$$\text{Límite superior} \quad q_p = 6,60 * q_c^{0,5}$$

Para el propósito del presente análisis se calcula la capacidad de carga por punta con la ecuación del límite inferior, por tratarse de un tipo de roca blanda.

$$Q_p = q_p \times A_p$$

$$q_p = 3,00 \times (1,64)^{0,5} = 3,84 \text{ Mpa} \times 100 = 384,12 \text{ ton/m}^2$$

$$A_p = \pi \times (0,35)^2 = 0,39 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 384,12 \times 0,39 = 147,85 \text{ ton.*}$$

* Valores obtenidos usando todos los decimales en las operaciones realizadas

Tabla 15. Capacidad de carga por punta para diferentes Autores

PILOTE 36E3						
	$N\sigma$	k	q_c (Mpa)	d (m)	\emptyset	Q_p (ton)
Norma Din	2,15	0,52	1,64	0,70	NA	106,95
Zhang & Einstein	3,00	0,50	1,64	0,70	NA	147,85
O'neil & Reese	2,50	1,00	1,64	0,70	NA	157,79
Rowie & Armitage	2,70	1,00	1,64	0,70	NA	170,41
Findlay et. al.	2,75	1,00	1,64	0,70	NA	173,57
Coates	3,00	1,00	1,64	0,70	NA	189,34
Vipulandan	4,53	0,56	1,64	0,70	NA	229,98
Pells	4,00	1,00	1,64	0,70	NA	252,46
Goodman 1989*	3,23	NA	1,64	0,70	31,80	266,84
Argema	4,50	1,00	1,64	0,70	NA	284,02
Teng	5,00	1,00	1,64	0,70	NA	315,57

Método de Poulos & Davis para la capacidad de carga por fuste (Q_f)

La ecuación planteada por los autores es la siguiente:

$$Q_f = q_f \times A_f$$

$$q_f = 0,15 * q_c$$

$$q_f = 0,15 \times (1,64) = 0,25 \text{Mpa} \times 100 = 24,6 \text{ton}/\text{m}^2$$

$$A_f = 2 \times \pi \times 0,35 \times 5,8 = 12,75 \text{m}^2$$

$$Q_f = 24,60 \times 12,75 = 313,77 \text{ton} **$$

* Método implementado para el diseño de los pilotes.

** Valores obtenidos usando todos los decimales en las operaciones realizadas.

Tabla 16. Capacidad de carga por fuste para diferentes Autores

PILOTE 36E3							
	α	k	q_c (Mpa)	d (m)	q_f	Le (m)	Q_f (ton)
Thorne	0,10	1,00	1,64	0,70	36,07	5,80	209,18
Norma Din	NA	NA	1,64	NA	40,99	5,80	237,75
Poulos y Davis	0,15	1,00	1,64	0,70	54,10	5,80	313,77
Kulhawy y Poon	0,22	0,50	1,64	0,70	61,96	5,80	359,35
Horvart et. al.	0,30	0,50	1,64	0,70	84,49	5,80	490,03
Rosenberg y Journaux	0,38	0,52	1,64	0,70	106,40	5,80	617,09
Hooley y Lefroy	0,30	1,00	1,64	0,70	108,20	5,80	627,54
Willie	0,40	0,50	1,64	0,70	112,65	5,80	653,37

Por último, se combinaron los diferentes métodos para obtener la capacidad de carga total, utilizando la **Ecuación 1** se sumaron las capacidades de carga por punta y por fuste. Para el caso de los métodos de **Zhang & Einstein** y **Poulos & Davis** resulta:

$$Q_u = Q_p + Q_f$$

$$Q_u = 147,85 + 313,77 = 461,62ton.$$

Con los resultados obtenidos se conformó la matriz de resistencias contenida en la **Tabla 17**:

En la siguiente tabla de resultados, se señala con verde la capacidad de carga estimada con los métodos contemplados para el diseño de los pilotes. Los valores señalados en rojo corresponden a las capacidades de carga mayores y los señalados en amarillo son las capacidades de carga menores, respecto de la capacidad de carga estimada para los diseños.

Tabla 17. Capacidad de carga última para distintos autores.*

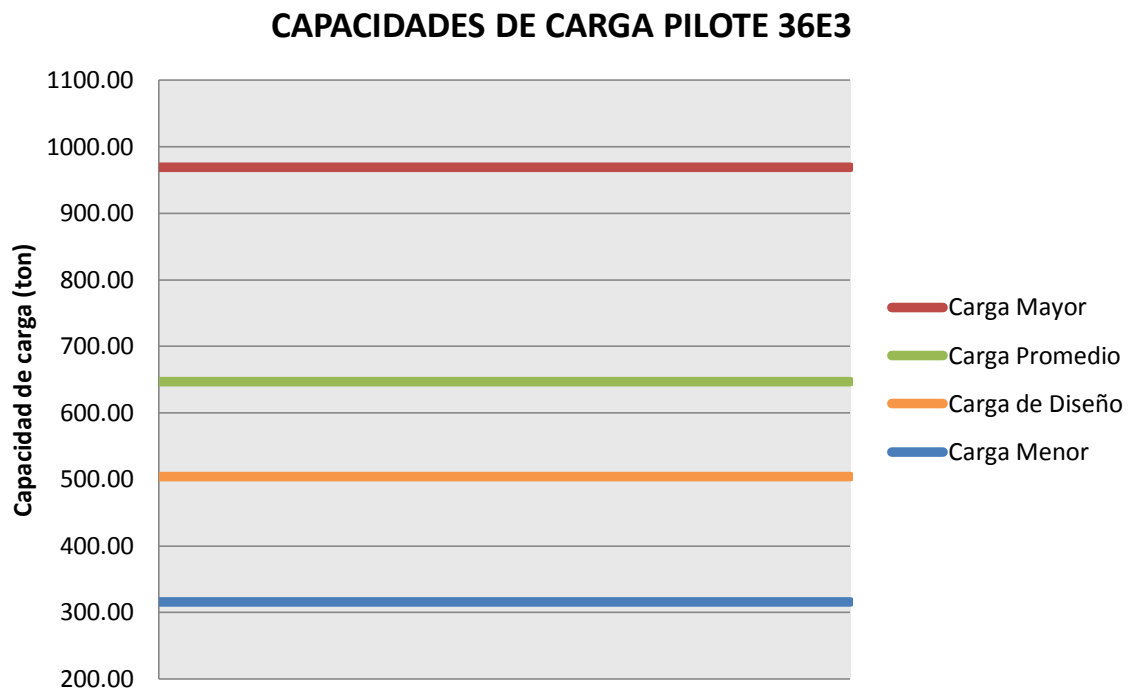
FUSTE PUNTA	Thorne	Norma Din	Poulos y Davis	Kulhaw y Poon	Horvart et. al.	Rosenberg y Journaux	Hooley y Lefroy	Willie
Norma Din	316,13	344,70	420,72	466,30	596,97	724,04	734,49	760,32
Zhang & Einstein	357,03	385,60	461,62	507,21	637,88	764,95	775,39	801,22
O'neil & Reese	366,97	395,54	471,56	517,14	647,81	774,88	785,33	811,15
Rowie & Armitage	379,59	408,16	484,18	529,76	660,44	787,50	797,95	823,78
Findlay et. al.	382,74	411,32	487,33	532,92	663,59	790,66	801,10	826,93
Coates	398,52	427,09	503,11	548,70	679,37	806,44	816,88	842,71
Vipulandan	439,16	467,73	543,75	589,34	720,01	847,08	857,52	883,35
Pells	461,64	490,21	566,23	611,81	742,48	869,55	880,00	905,83
Goodman 1989	476,02	504,60	580,61	626,20	756,87	883,94	894,38	920,21
Argema	493,20	521,77	597,79	643,37	774,04	901,11	911,56	937,38
Teng	524,75	553,32	629,34	674,93	805,60	932,67	943,11	968,94

De los resultados anteriores se deduce lo siguiente:

Capacidad de carga mayor:	968,94 ton
Capacidad de carga menor:	316,13 ton
Capacidad de carga promedio:	647,13 ton
Capacidad de carga diseño:	504,60 ton
Número de resistencias menores o iguales:	26
Número de resistencias mayores:	62

* Capacidad de carga expresada en toneladas.

Imagen 40. Gráfica de resultados de capacidades de carga.



Del gráfico anterior, se infiere que la capacidad de carga última (línea amarilla) determinada con los métodos de diseño presenta una tendencia conservadora, al contemplar un valor por debajo del promedio (línea verde) de todos los métodos estudiados.

Lo anterior no implica que haya una sobreestimación en el diseño de los pilotes al considerar una capacidad de carga relativamente baja, por el contrario, las hipótesis en los diseños fueron bastante acertadas, ya que, en el análisis general, los valores promedio de capacidades de carga última teóricos (**NORMA DIN + GOODMAN**) presentan concordancia con los valores promedio de los resultados obtenidos en las pruebas de carga PDA, tal y como lo muestra el gráfico de la **Imagen 38**.

6. CONCLUSIONES

- Los análisis hechos a los resultados obtenidos, indican que las consideraciones e hipótesis formuladas en los diseños fueron bastante acertadas ya que por un lado, se dio cumplimiento a los requerimientos de capacidades de carga demandados por el proyecto, por otro, la capacidad de carga teórica determinada por los métodos planteados en el diseño presentó concordancia con los resultados obtenidos en campo con las pruebas PDA.
- El ensayo de PDA como método para estimar la carga de un pilote, demostró ser una forma fácil, rápida y económica, ofreciendo confiabilidad para comprobar en campo la calidad del suelo evaluando su resistencia ante cargas verticales.
- Con la inspección de campo y los resultados de las pruebas de carga PDA, fue posible hacer una optimización en la longitud total de los pilotes, reduciendo la longitud de algunos elementos en aquellas zonas donde las condiciones del terreno lo permitían, generando así una reducción en los costes de obra pero asegurando la integridad y capacidad de carga requerida de los pilotes.
- Aunque el ensayo PDA permite registrar los cambios en la impedancia a lo largo del pilote, no especifica con claridad que causas provocan dichos cambios en la impedancia bien sea por reducción en la sección del pilote (estrangulamiento o ensanchamiento), variación en el módulo de elasticidad del material provocado por contaminación (para el caso de pilotes pre excavados), o cambios en la densidad del material también ocasionados por la contaminación del concreto.

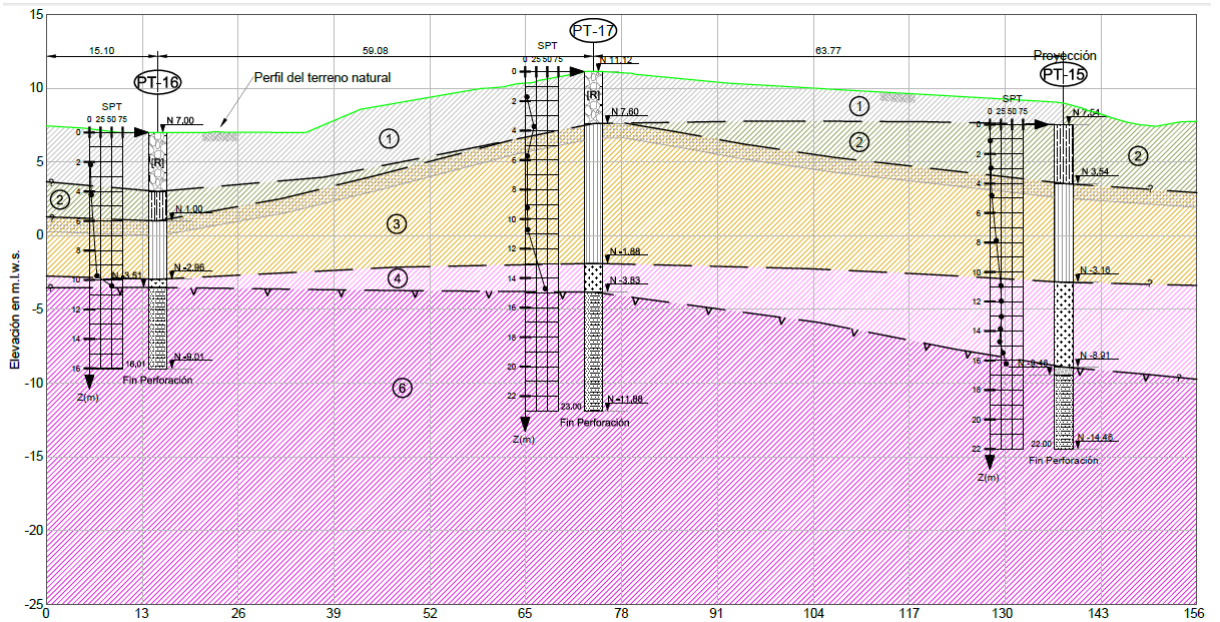
7. RECOMENDACIONES

- El autor recomienda implementar ensayos de prueba estática como punto de comparación, ya que gracias a sus condiciones de ejecución e implementación permiten establecer en campo unas condiciones más cercanas al modelo hipotético del pilote en cuanto a la aplicación de las cargas, ya que en la prueba dinámica la aplicación de la carga no se asemeja a las condiciones reales en que estará solicitado el elemento y por ende como este transmite las cargas al suelo.
- Es recomendable establecer ajustes de curvas empíricas que sean aplicables a los tipos de suelos en el país, mediante estudios realizados en diversas regiones del territorio Colombiano.
- Aplicar análisis similares a los del presente trabajo, utilizando una mayor cantidad de ensayos de carga y aplicarlo en pilotes donde se tengan más variedades de diámetros (60, 70, 80 y 90) cm de manera tal, que la población de datos sea similar para los diferentes diámetros.

BIBLIOGRAFIA

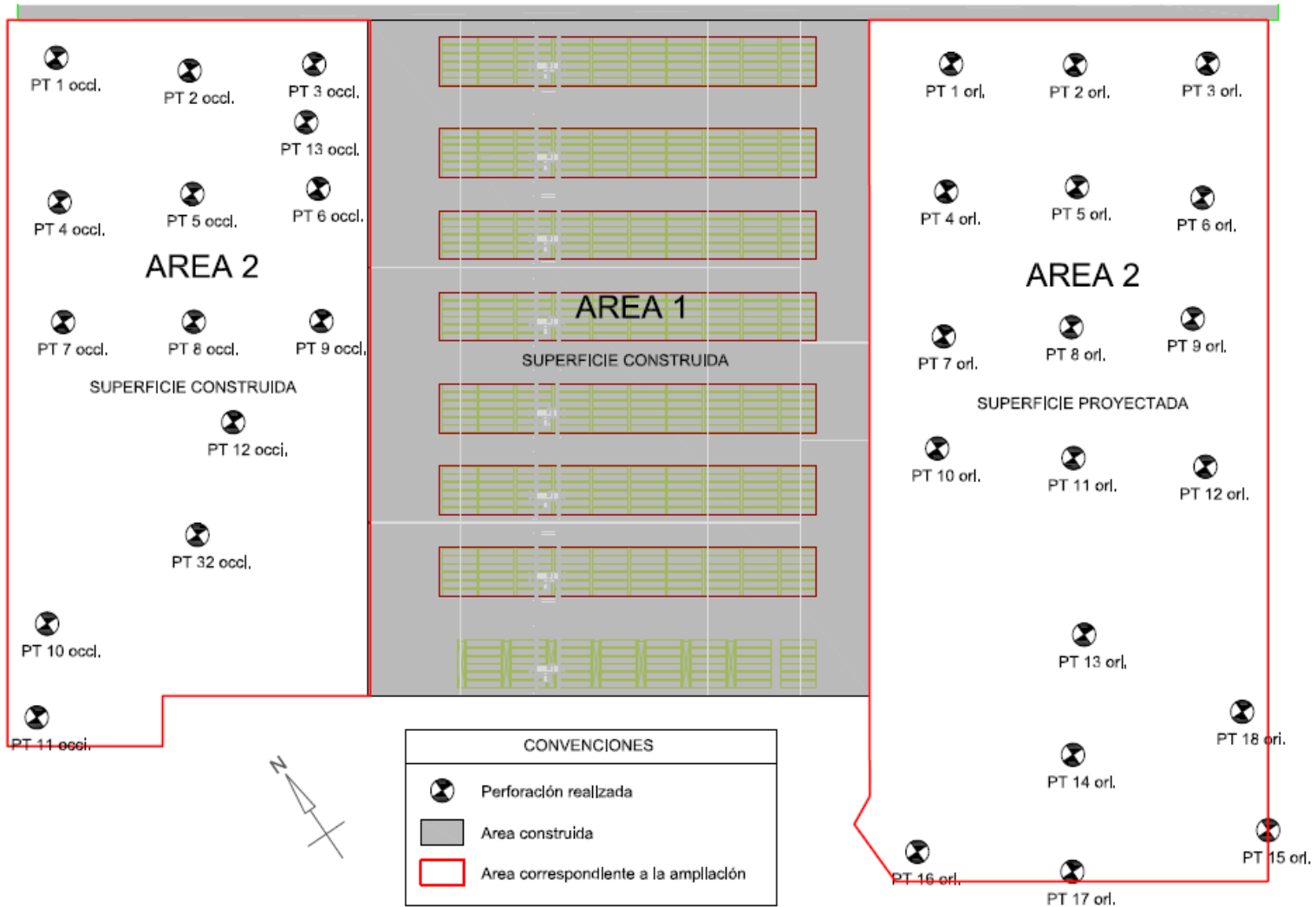
- C.I.C. CONSULTORES DE INGENIERIA Y CIMENTACIONES S.A. (2012). *Informe Geotécnico Patio de Contenedores*. Bogotá.
- DEUTSHES INSTITUD FÜR NORMUNG (DIN). (2005). *DIN 1054, Ground - Verification of the safety of earthworks and foundarions*. Berlín.
- DURAN G., J. E. (2013). *Módulo sobre Cimentaciones Profundas*. Bucaramanga.
- DURAN G., J. E. (1978). *Tipos de Cimentaciones*. Bogotá.
- ESPINOSA & RESTREPO S.A. (EYR S.A.). (2012). *Pruebas de Esfuerzo*. Recuperado el 24 de Noviembre de 2014, de PDA: www.eyr.com.co/index.php/services/pruebas-de-esfuerzo
- GONZALES VALLEJO, L. I., FERRER, M., ORTUÑO, L., & OTEO, C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Education.
- GOODMAN, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. Canadá: John Wiley & Sons.
- HIDROCARIBE LTDA. (2005). *Estudio de Impacto Ambiental - EIA, Proyecto Complejo Portuario Industrial - CPI, Buenaventura Volumen I - Informe Principal*. Bogotá.
- JUAREZ BADILLO, E., & RICO RODRIGUEZ, A. (2004). *Mecánica de suelos, teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos Tomo II*. Mexico: LIMUSA.
- LIANYANG, Z. (1997). *Analysis and design of axially loaded drilled shafts sokceted into rock*. Massachusetts.
- OBSERVATORIO SISMOLOGICO DEL SUROCCIDENTE - OSSO. (2000). *Evaluación de amenazas naturales y bases para la mitigación de riesgos en el área urbana de Buenaventura, Informe final*. Santiago de Cali.
- P.J.N., P., G., M., & WALKER, B. (1998). *Foundations on sandstone and shale in the Sidney region*.

ANEXO A. Caracterización del subsuelo de acuerdo a los sondeos.

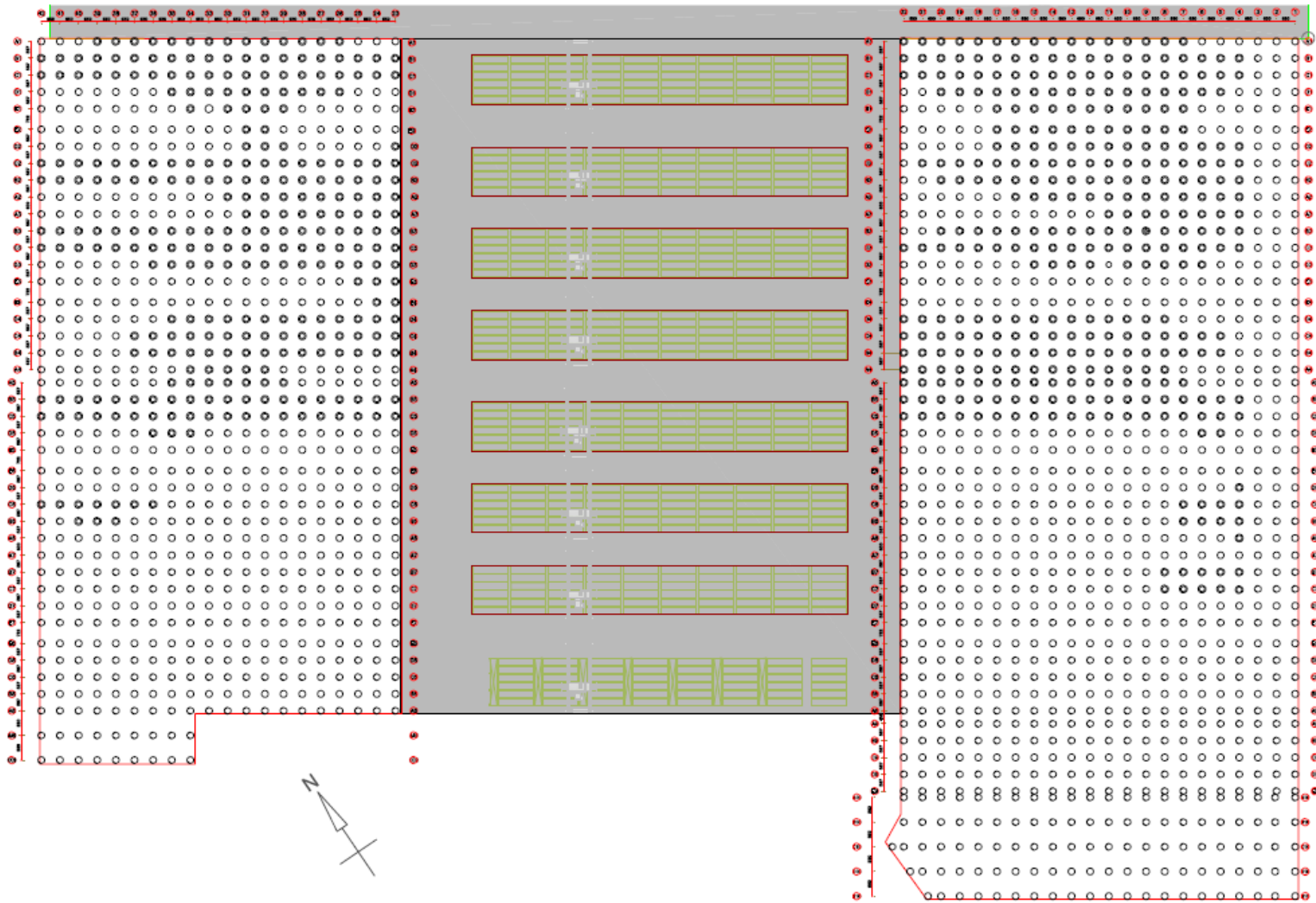


CONVENCIONES	
	Perforación exploratoria del sub suelo realizada con taladro.
	Relleno de material granular en matriz fina, consistencia blanda.
	Lodos: suelos finos limosos, color gris de consistencia blanda.
	Suelo residual: Limo arenoso consistencia media.
	Roca alterada: saprolito
	Grava
	Basamento rocoso: Limolitas y/o areniscas.
	Zona de plastificación

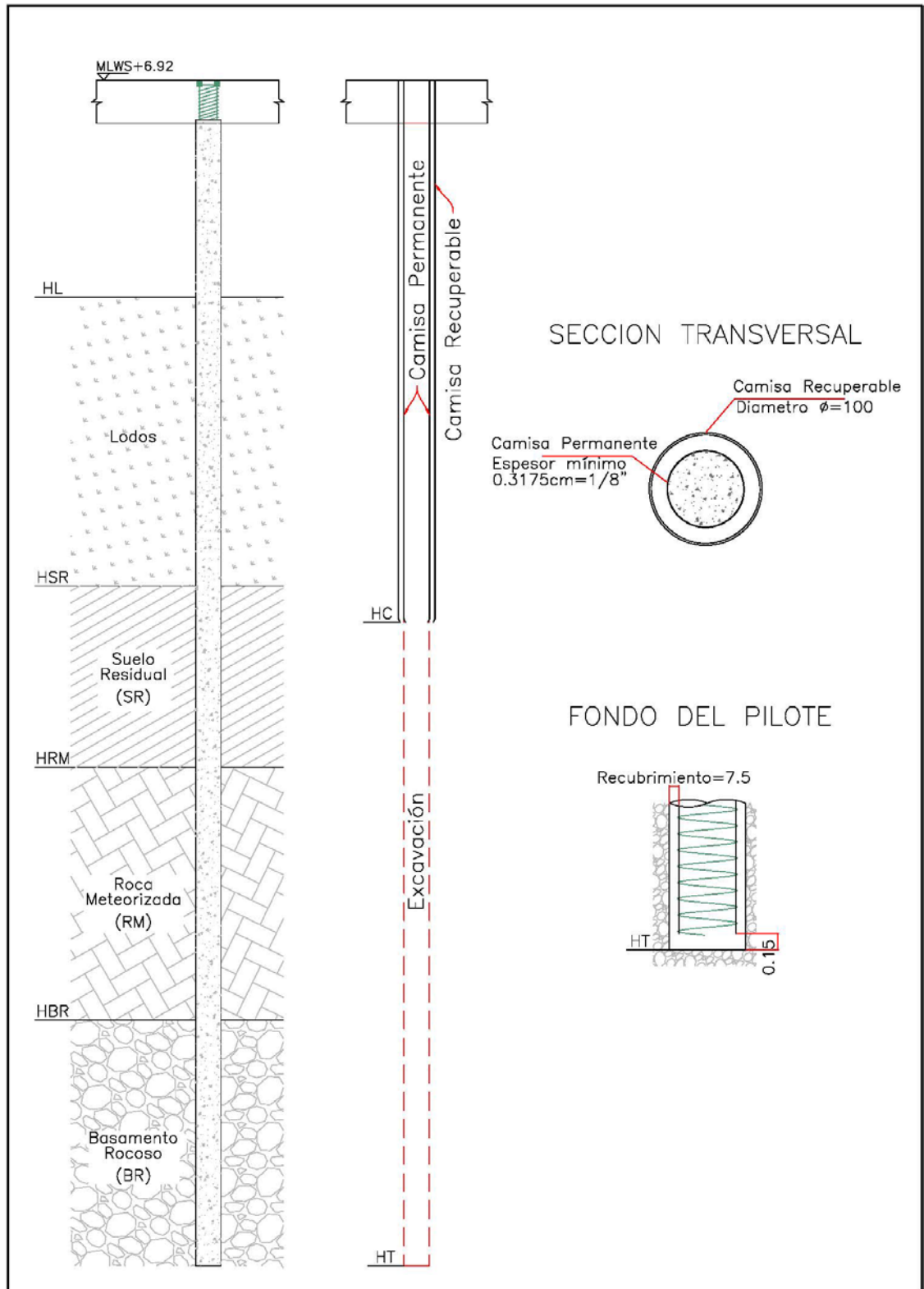
ANEXO B. Sondeos realizados para el diseño.



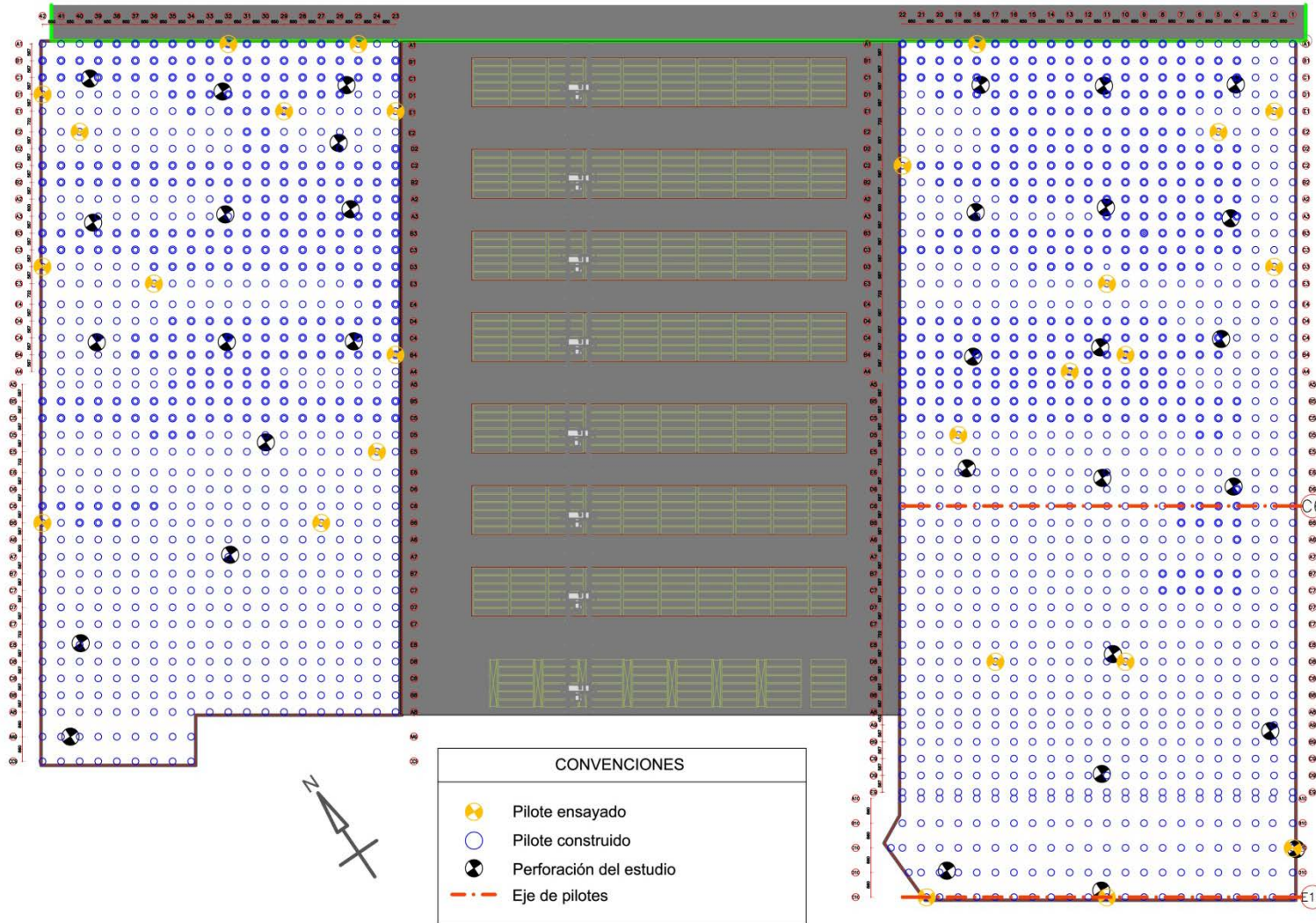
ANEXO C. Proyección y distribución de pilotes.



ANEXO D. Tipo de Pilote según diseños.

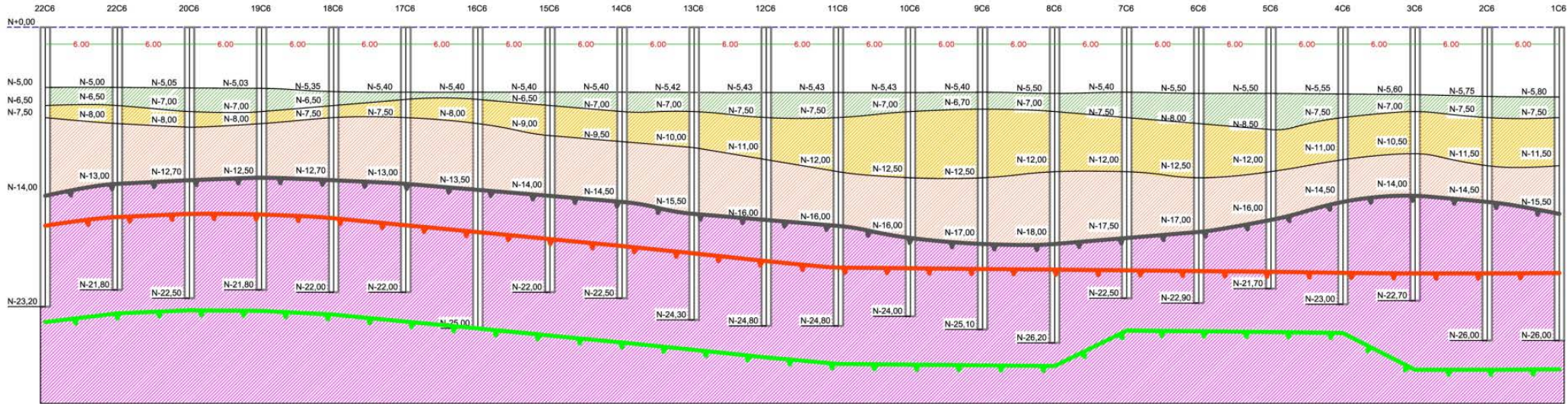










ANEXO E. Pilotes ensayados con la PDA.



ANEXO F a. Perfil estratigráfico de pilotes a lo largo del eje C6.

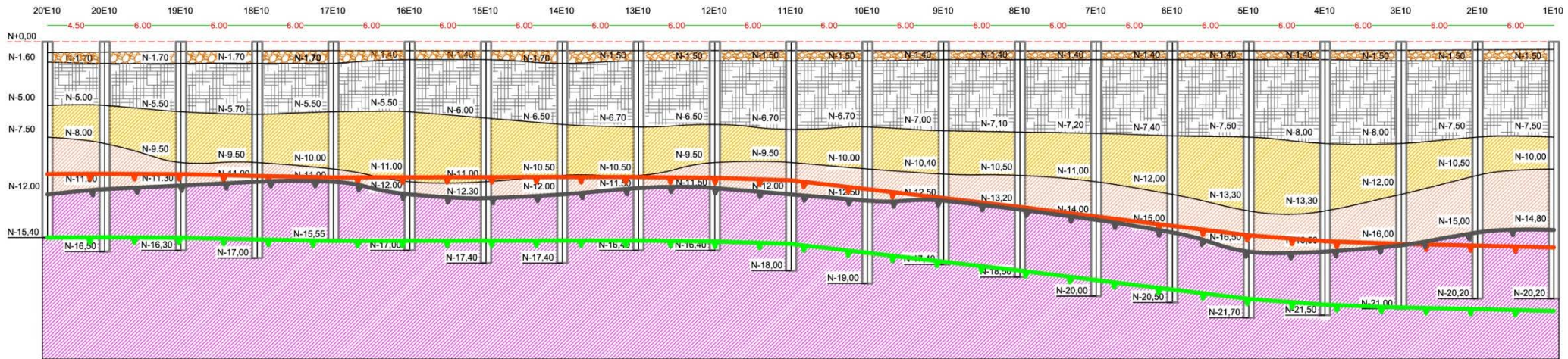
PERFIL EJE C6E2












-  Lodos y sedimentos marinos (suelo fino, limoso, consistencia blanda)
-  Suelo residual (suelos arcillosos, consistencia media)
-  Roca meteorizada (saprolito)
-  Limolita y/o arenisca (Basamento rocoso)
-  Inicio de basamento rocoso determinado en campo
-  Inicio de basamento rocoso teórico
-  Profundidad teórica de los pilotes
-  Nivel de losa, cabeza del pilote

ANEXO F b. Perfil estratigráfico de pilotes a lo largo del eje E10.

PERFIL EJE E10E3



-  Relleno con Material de afirmado (crudo de río, Bolos, gravs y arena)
-  Rellenos antropicos (todos y arcillas blandas, bolos y material vegetal en descomposición)
-  Suelo residual (suelos arcillosos o arcillas arenosas, consistencia blanda a media)
-  Roca meteorizada (saprolito gris, limolita meteorizada)
-  Limolita y/o arenisca (Basamento rocoso)
-  Inicio de basamento rocoso determinado en campo
-  Inicio de basamento rocoso teórico
-  Profundidad teórica de los pilotes
-  Nivel de losa, cabeza del pilote