



Universidad Científica del Perú - UCP

Registrado en el Asiento N° A00010 de la Partida N° 11000310, Personas Jurídicas de Iquitos,
Superintendencia de los Registros Públicos - SUNARP

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“DISEÑO DE PILASTRAS DE CONCRETO ARMADO
PARA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN ZONAS
TROPICALES DE LA EDIFICACION EX HOTEL
TURISTAS DE IQUITOS 2020”**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

AUTOR (es):

**Bach. Guillen Lima, Gerardo Luis.
Bach. Saavedra Freitas, Alex Giovanni.**

ASESOR (es):

ING. FELIX WONG RAMIREZ.

San Juan Bautista - Loreto - Maynas - Perú 2021

DEDICATORIA

Lo dedicamos a nuestros padres, quienes siempre estuvieron apoyándonos en todo momento.

Los autores

AGRADECIMIENTO

A Dios por permitirnos culminar de manera exitosa nuestra profesión y a todos los docentes que nos inculcaron buenos valores y conocimientos.

Los autores

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP

El presidente del Comité de Ética de la Universidad Científica del Perú - UCP

Hace constar que:

La Tesis titulada:

“DISEÑO DE PILASTRAS DE CONCRETO ARMADO PARA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN ZONAS TROPICALES DE LA EDIFICACION EX HOTEL TURISTAS DE IQUITOS 2020”

De los alumnos: **GUILLEN LIMA GERARDO LUIS Y SAAVEDRA FREITAS ALEX GIOVANNI**, de la Facultad de Ciencias e Ingeniería, pasó satisfactoriamente la revisión por el Software Antiplagio, con un porcentaje de **15% de plagio**.

Se expide la presente, a solicitud de la parte interesada para los fines que estime conveniente.

San Juan, 10 de setiembre del 2021.



Dr. César J. Ramal Asayag
Presidente del Comité de Ética – UCP

Urkund Analysis Result

Analysed Document: UCP_ingenieriacivil_2021_Tesis_AlexSaavedra_GerardoGuillen_V1.pdf
(D111886220)
Submitted: 8/31/2021 7:45:00 PM
Submitted By: revision.antiplagio@ucp.edu.pe
Significance: 15 %

Sources included in the report:

UCP_INGENIERIACIVIL_2021_TSP_JUANRIOS_JORGEFLORES_V1.pdf (D110457577)
TESIS_KLEBER_QUINGA.docx (D26208547)
1A_Barrantes_Mann_Luis_Alfonso_Maestria_2017.docx (D31478399)
<http://cortequipos.com/pilotes-y-cimentaciones/pilotes-de-acero/>
<https://www.docsity.com/es/disen-de-pilotes-en-estructuras-de-gran-magnitud-en-el-campo-de-la-cosntruccion/5833672/>
https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/123456789/1370/ICI_114.pdf.txt%253Fsequence%253D2
<https://pdfcoffee.com/cimentaciones-profundas-27-pdf-free.html>
<https://pdfcoffee.com/braja-das-fundamentos-de-ingenieria-de-cimentaciones-7ed-pdf-free.html>
<https://xdocs.net/documents/principios-de-ingenieria-de-cimentaciones-braja-m-das-5cb785d2516a1>
https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/1370/ICI_114.pdf?sequence=1&isAllowed=y
https://ciencia.lasalle.edu.co/cgi/viewcontent.cgi?article=1561&context=ing_civil
<http://repositorio.uancv.edu.pe/bitstream/UANCV/90/1/TESIS%20ULTIMO%201.pdf.txt>

Instances where selected sources appear:

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA

Con Resolución Decanal N°459-2020-UCP-FCEI de fecha 02 de noviembre de 2020, la FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ - UCP designa como Jurado Evaluador de la sustentación de tesis a los señores:

- | | |
|--|------------|
| • Ing. Carol Begoña García Langer, Mg. | Presidente |
| • Ing. Nerea Gallardo Sánchez, Mg. | Miembro |
| • Ing. Miguel Ángel Robalino Osorio | Miembro |

Como Asesor: **Ing. Félix Wong Ramírez, M. Sc.**

En la ciudad de Iquitos, siendo las 09.00 horas del día 17 de septiembre del 2021, a través de la plataforma ZOOM supervisado en línea por la Secretaria Académica del Programa Académico de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Universidad Científica del Perú, se constituyó el Jurado para escuchar la sustentación y defensa de la Tesis: **“DISEÑO DE PILASTRAS DE CONCRETO ARMADO PARA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN ZONAS TROPICALES DE LA EDIFICACION EX HOTEL TURISTAS DE IQUITOS 2020”**.

Presentado por los sustentantes:

ALEX GIOVANNI SAAVEDRA FREITAS
Y
GERARDO LUIS GUILLEN LIMA

Como requisito para optar el título profesional de: **INGENIERO CIVIL**

Luego de escuchar la sustentación y formuladas las preguntas las que fueron: **ABSUELTAS**
El Jurado después de la deliberación en privado llegó a la siguiente conclusión:

La sustentación es: **APROBADA POR UNANIMIDAD**

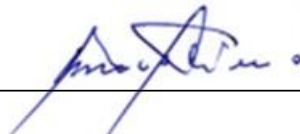
En fe de lo cual los miembros del Jurado firman el acta.



Miembro



Presidente



Miembro

APROBACIÓN

Tesis sustentada a través de la plataforma ZOOM el día 17 de setiembre del 2021 a las 9:00 am.



M.Sc. Ing Carol Begoña García Langer
PRESIDENTE DEL JURADO



Mg. Ing Nerea Gallardo Sánchez
MIEMBRO DEL JURADO



Mg. Ing Miguel Ángel Robalino Osorio
MIEMBRO DEL JURADO



M.Sc. Ing Félix Wong Ramírez
ASESOR

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE DE CONTENIDO	4
ÍNDICE DE CUADROS E ILUSTRACIONES	6
ÍNDICE DE GRÁFICOS	7
RESUMEN.....	8
ABSTRACT	9
INTRODUCCIÓN.....	10
CAPITULO I: MARCO TEÓRICO.....	12
1.1 Antecedentes del estudio	12
1.2 Marco Teórico	13
1.2.1 Cimentaciones Profundas (NTP E050 / Braja M. Das)	13
1.2.2 Clasificación de Pilotes (1).....	15
1.2.3 Consideraciones Geotécnicas (Guía de Diseño de Pilotes - Universidad de Piura)	21
1.2.3.1 Ecuación General de la Capacidad de Carga.....	21
1.2.3.2 Capacidad de carga en pilotes hincados.....	23
1.2.3.2.1 Pilotes hincados sobre suelos no cohesivos.....	23
1.2.3.2.2 Pilotes hincados sobre suelos cohesivos.....	31
1.2.4 Fricción Superficial Negativa Suelo-Pilote.....	36
1.2.5 Capacidad de Pilotes en Grupo	37
1.2.6 Asentamiento de Pilotes	41
1.2.7 Pilas o Cajones Perforados.....	43
1.3 Definición de términos básicos	50
CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	52
2.1. Descripción del Problema.....	52
2.2. Formulación del problema	52
2.2.1. Problema general.....	52
2.2.2. Problemas específicos	53
2.3. Objetivos	53
2.3.1. Objetivo General.....	53
2.3.2. Objetivos Específicos	53
2.4. Hipótesis	54

2.4.1.	Hipótesis General	54
2.4.2.	Hipótesis Específicas.....	54
2.5.	Variables	54
2.5.1.	Identificación de las variables	54
2.5.2.	Definición conceptual y operacional de las variables.	54
2.5.3.	Operacionalización de las variables.....	56
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA		57
3.1.	Tipo y diseño de investigación.....	57
3.2.	Población y muestra.....	58
3.3.	Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos.	58
3.4.	Procesamiento y análisis de Datos.....	72
CAPÍTULO IV: RESULTADOS		73
4.1	Resultados	73
4.1.1.	Datos Generales del Área de Estudio.	73
4.1.2.	Cálculo Capacidad Portante	73
4.1.3.	Descripción de Reforzamiento.....	74
4.1.4	Resistencia a Compresión del Concreto usado en la estructura de la pilastra.....	82
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		84
5.1.	Discusión	84
5.2.	Conclusiones.....	85
5.3	Recomendaciones.....	86
Anexo 1. Matriz de consistencia.....		89
Anexo 2. Instrumento de recolección de datos	¡Error! Marcador no definido.	
Anexos – Desarrollo del proyecto		90

ÍNDICE DE CUADROS E ILUSTRACIONES

Tabla 1. Esfuerzos admisibles en pilotes de madera redonda usados en estructuras hidráulicas (ASCE, 1993).	19
Tabla 2. Comparación de pilotes hechos con diferentes materiales.	20
Tabla 4. Valores de K_s de acuerdo al material del pilote	25
Tabla 5. Valores I_r de acuerdo al tipo de suelo	28
Tabla 6. Valores promedio de K	31
Tabla 7. Capacidad última de pilotes de acuerdo a la distribución de pilotes adyacentes.	40
Tabla 8. Valores representativos C_p de acuerdo al tipo de suelo.....	42
Tabla 9. Norma Técnica E.060 (2018) Suelos y Cimentaciones.	60
Tabla 9. Valores K_s según Broms.....	69

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1. Tipos de cimentaciones con pilotes	15
Figura 2. Pilotes de acero de perfiles tubulares.	16
Figura 3. Secciones de pilotes de concreto armado	17
Figura 4. Pilotes de madera.	18
Figura 5. Ecuación General de Capacidad de Carga, Terzaghi.	22
Figura 6. Formas de las superficies de falla en las puntas de los pilotes.	23
Figura 7. Gráfica de factor de capacidad de carga de Berezantzev Nq	24
Figura 8. Variación de los valores máximos de Nc^* y Nq^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976).	26
Figura 9. Factor de capacidad de apoyo respecto a la relación de empotramiento	28
Figura 10. Compactación de arena cercana a pilotes hincados (Según Meyerhof, 1961).	29
Figura 11. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.	30
Figura 12. Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla	32
Figura 13. Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote.	33
Figura 14. Aplicación del método λ en suelo estratificado	34
Figura 15. Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla	35
Figura 16. Fricción superficial negativa.	37
Figura 17. Pilotes en grupo	38
Figura 18. Método de construcción seco	47
Figura 19. Método de construcción con ademe	48

RESUMEN

El objetivo de la presente investigación es diseñar pilastras de concreto armado para estabilización de suelos en zonas tropicales de la edificación ex Hotel Turista de Iquitos 2020. La Investigación es de tipo experimental porque se presenta una alternativa práctica y económica en relación a la estabilización de suelos para cimentaciones profundas de edificaciones de considerable altura (4 niveles a más) en el Ex -Hotel de Turistas de Iquitos con la técnica ***de pilastras de concreto armado***.

Antes de aplicar la técnica verificamos que era necesario el uso de cimentaciones profundas (uso de pilotes), más aún sabiendo que la infraestructura iba contar con sótano u semisótano; y añadiendo el considerable peso de la superestructura, era evidente que se necesitaría uso de pilotes para aumentar la capacidad portante del suelo de fundación para cimentar la edificación de 5 niveles.

Los resultados ponen de manifiesto que la técnica de cimentación profunda, solucionó el problema encontrado con respecto a la vibración y la inestabilidad de los cimientos vecinos ante el hincado de pilotes de acero usados anteriormente. Además, la distribución de pilastras permitió una correcta distribución de cargas de la estructura para el suelo.

PALABRA CLAVE: Pilastras concreto armado, estabilización de suelos, zonas tropicales.

ABSTRACT

The objective of this research is to design reinforced concrete pilasters for soil stabilization in tropical areas of the building ex Hotel Turista de Iquitos 2020. The research is experimental because it presents a practical and economic alternative in relation to soil stabilization for deep foundations of buildings of considerable height (4 levels or more) in the Ex-Hotel de Turistas de Iquitos with the technique of reinforced concrete pilasters.

Before applying the technique, we verified that it was necessary to use deep foundations (use of piles), even more so knowing that the infrastructure would have a basement or semi-basement; and adding the considerable weight of the superstructure, it was evident that the use of piles would be needed to increase the bearing capacity of the foundation soil to cement the 5-story building.

The results show that the deep foundation technique solved the problem encountered with respect to vibration and instability of neighboring foundations when driving previously used steel piles. In addition, the distribution of pilasters allowed a correct distribution of loads from the structure to the ground.

KEY WORD: Reinforced concrete piers, soil stabilization, tropical areas.

INTRODUCCIÓN

El presente proyecto plantea la aplicación de Pilastras de concreto armado para la estabilización de suelos pocos estables, de esta manera conseguir densificar el suelo y aumentar su capacidad portante.

Bien sabemos que en la ciudad de Iquitos tenemos problemas con las edificaciones que requieran una buena capacidad portante del suelo; por esto se opta por cimentaciones profundas para transmitir las cargas de la edificación, ya que se presentan en la estratigrafía de la zona gran cantidad de suelos finos como arenas sueltas, arcillas y limos que son pocos estables para cimentaciones que soporten grandes cargas, un ejemplo muy claro se da en la construcción del Ex Hotel Turistas de Iquitos, ya que se requiere mejorar la capacidad portante del suelo para los cimientos de esta edificación.

Durante muchos años la ciudad de Iquitos ha sufrido la carencia de construcciones con edificaciones de gran magnitud, ya que se necesitaba de una buena capacidad portante de suelo para las cimentaciones de la edificación, esta problemática usualmente se solucionaba con el uso de pilotes de acero en la cimentación para controlar la capacidad de portante del suelo, transmitiendo estas cargas a un estrato con mayor capacidad portante, pero, este elemento era muy costoso y presentaba inconvenientes con el plazo de ejecución debido a que las técnicas de hincado de pilotes requieren que estas sean aplicadas correctamente con personal capacitado, pero en la ciudad no se cuenta con personal capacitado ni empresa que brinden este servicio, por lo que se hace necesario realizar esta investigación cuya finalidad fue diseñar pilastras de concreto armado para estabilización de suelos en zonas tropicales de la edificación ex Hotel Turista de Iquitos 2020.

Este estudio presenta cinco capítulos, los cuales presentan la información producto de la investigación en el siguiente orden: En el capítulo I se muestra todo lo relacionado al marco teórico y los antecedentes. En el capítulo II se muestra la problemática que se busca solucionar, así como la hipótesis de estudio y la identificación de variables. El capítulo III, se enfoca

en la metodología del estudio, como se desarrolló la investigación y que instrumentos se utilizaron para procesar los resultados. En el capítulo IV se presentan los resultados de la investigación. Finalmente, en el capítulo V, se presentan las discusiones, en la cual se compara los resultados obtenidos con los antecedentes mostrados en el marco teórico, así mismo, se dan las conclusiones y recomendaciones del caso.

Para finalizar se han incluido las referencias bibliográficas utilizadas, así como los anexos (matriz de consistencias del estudio, fotografías, que corroboran y complementan el desarrollo del trabajo.

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO

1.1 Antecedentes del estudio

Para el presente trabajo, se analizaron distintos trabajos relacionados a cimentaciones profundas en suelos de zonas tropicales, a través de nuestra historia en la ciudad de Iquitos se construyeron diversas edificaciones, donde se necesitó el uso de pilotes; sin embargo, gran parte de las cimentaciones con pilotes fueron de tipo Pilote Columnas; estos están en función a la capacidad de carga ultima que proporciona la carga de punta del pilote.

De acuerdo a las normativas internacionales como el AASHTO (2010), FHWA (1998), NBR6122 Brasil (2010), CTE España (2006), DGRS-R-024 Rep. Dominicana (2006), RSR-10 Colombia (2010), MDC México (2001), EUROCODE EN 1997-1 (2004); se regulan la jurisdicción y se fomentan la utilización de pruebas de carga insitu, con el objetivo de determinar la capacidad última de la interacción suelo-pilote. Estas pruebas, en el caso de pilotes, pueden ser del tipo estáticas y/o dinámicas.

En el ámbito nacional, la normativa peruana que regula el diseño y ejecución de pilotes son la Norma Técnica de Edificaciones E.050 (2018) que tiene una aplicación limitada para diseño de pilotes en comparación a las normas internacionales.

Para el estudio del proyecto se partió de la experiencia de los pilotes usados en la ampliación de la central termoeléctrica en Iquitos (2013) y la obra Gran Mercado Belén, pero cabe resaltar que todos los diseños analizados e investigados anteriormente sobre el tema de cimentaciones profundas con pilotes, todos los pilotes fueron trabajados en función a su capacidad de punta, o capacidad de punta más capacidad por fricción.

En el caso del Proyecto Gran Mercado y Embarcadero Belén se realizaron el hincado de 810 pilotes de acero en su totalidad ejecutados por la empresa PSV Constructores S.A dedicada al trabajo con pilotes a nivel nacional. Se utilizaron diferentes diámetros y longitudes de pilotes, estas correspondientes al diseño del estudio de Mecánica de Suelos. Se tomaron consideraciones para el mejoramiento de la cimentación a través de pilotes y uso de geoceldas, por la ubicación del proyecto a orillas del Río Itaya, que presentan suelos como arenas arcillosas (SC) y arenas mal graduadas (SP), por lo tanto, son vulnerables a problemas de movimientos de reptación en sus capas superiores de arcillas.

En el Proyecto Evaluación de Ampliación de la Planta Térmica Iquitos-Electro Oriente se recomendó el uso de pilotes de hasta 7m de profundidad ya que la estratigrafía presentaba suelos regularmente estables a esta profundidad con un número de golpes en SPT N (80) a profundidades de 5 metros en adelante, encontrando arenas con presencia de arcillas y limos. Estas recomendaciones se hicieron por el estudio de mecánica de suelos realizados por la empresa Amazonian Soil.

1.2 Marco Teórico

1.2.1 Cimentaciones Profundas (NTP E050 / Braja M. Das)

Las cimentaciones son parte de la edificación que transmite la carga de la estructura al subsuelo. De acuerdo a la relación entre la Profundidad/Ancho (Df/B) se pueden clasificar en Cimentaciones Superficiales y Cimentaciones Profundas.

Las Cimentaciones Profundas tienen una relación (Df/B) mayor o igual a 5, siendo Df la profundidad de la cimentación y B el ancho de cimentación. Estas serán usadas cuando las cimentaciones superficiales no obtengan los factores de seguridad

necesarios de capacidad portante admisible o cuando los asentamientos generen asentamientos diferenciales que superen lo estipulado en la norma.

Algunas de las condiciones de suelos donde se requieren el uso de cimentaciones profundas son:

- Cuando el estrato o estratos superiores del suelo son altamente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la estructura. En estos casos se usan pilotes para transmitir la carga a la roca o a un estrato más resistente.
- Cuando están sometidas a fuerzas horizontales, ya que las cimentaciones con pilotes tienen resistencia por flexión mientras soportan la carga vertical transmitida por la estructura.
- Cuando existen suelos expansivos, colapsables, licuables o suelos sujetos a erosión que impiden cimentar las obras por medio de cimentaciones superficiales.
- Las cimentaciones de algunas estructuras, como torres de transmisión, plataformas en el mar, y losas de sótanos debajo del nivel freático, están sometidas a fuerzas de levantamiento. Algunas veces se usan pilotes para resistir dichas fuerzas.
- Los estribos y pilas de puentes son usualmente construidos sobre cimentaciones de pilotes para evitar la posible pérdida de capacidad de carga que una cimentación superficial sufrirá por erosión del suelo en la superficie del terreno.

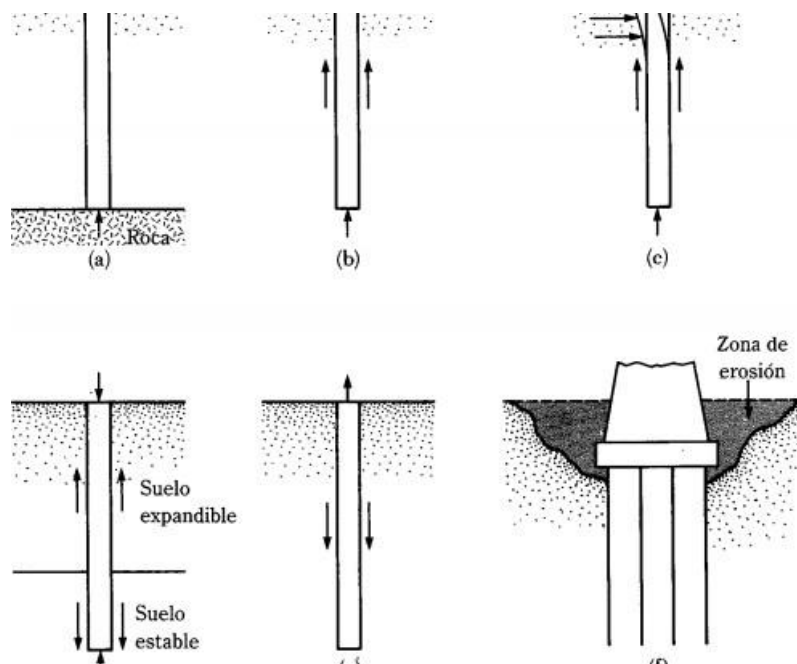
Las cimentaciones profundas se pueden clasificar en: pilotes, micropilotes, pilares (pilas, pilastras de densificación) y cajones de cimentación.

a) Cimentaciones con pilotes

Los pilotes son elementos estructurales hechos de concreto, acero o madera y son usados para construir cimentaciones en los casos en que sea necesario apoyar la cimentación en estratos ubicados a una mayor profundidad que el usual para cimentaciones superficiales.

Figura 1. Tipos de cimentaciones con pilotes.

a) Transmisión de carga a lecho rocoso, b) Resistencia a fricción suelo-pilote, c) Cimentación profunda sometida a fuerzas horizontales, d) Suelos expansivos y colapsables, e) Resistencia de pilotes a fuerzas de levantamiento, f) Zona de erosión superficial en pilas de puentes.



1.2.2 Clasificación de Pilotes (1)

✓ Pilotes de Acero

Los pilotes de este material son usualmente a base de perfiles tubulares. En algunos casos, los tubos se llenan de concreto después de ser hincados. Los pilotes de acero son pilotes prefabricados o son piezas que se funden con el fin de ser hincados. En el caso de los pilotes prefabricados o totalmente hechos, existen dos clasificaciones, que son los pilotes huecos de desplazamiento pequeños y los pilotes sólidos. Los pilotes huecos de

desplazamiento pequeños hacen referencia a tubos de acero y se utilizan en el momento que es recomendado una cimentación con pilotes de acero de este tipo. En el momento de necesitar pilotes sólidos, se utilizan los pilotes de acero prefabricados en su totalidad. Los pilotes de acero tienen alta resistencia y ductilidad por lo que pueden hincarse en suelos duros y soportar grandes cargas. También su resistencia en tracción es más alta que cualquier otro tipo de pilote, por ello, son esencialmente apropiados para aplicaciones con grandes cargas de tracción. Los pilotes de acero tienen la desventaja de que son costosos y ruidosos cuando se hincan. En ciertos medios, pueden estar sujetos a corrosión. (Urbina Palacios, 2004, p. 4).

Figura 2. Pilotes de acero de perfiles tubulares.



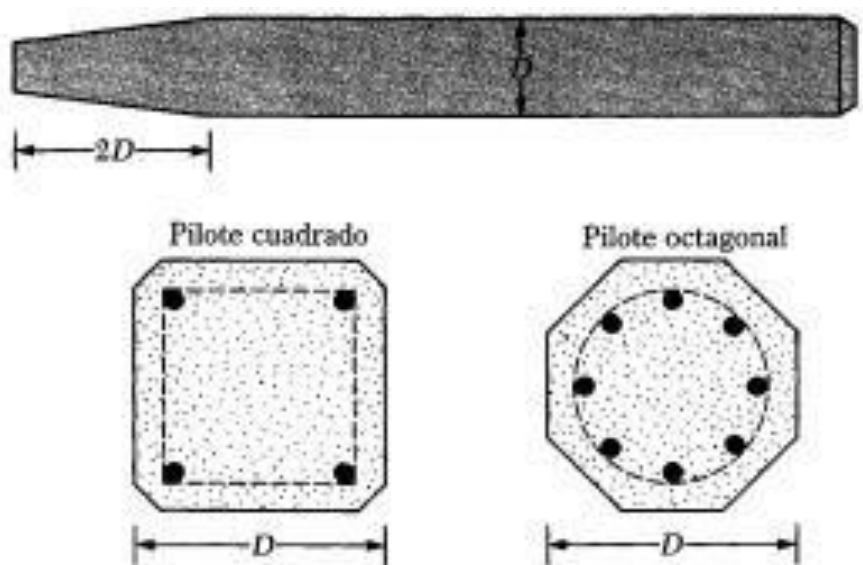
✓ Pilotes de Concreto

Los pilotes de concreto son elementos de concreto reforzado prefabricado o vaciados in situ. Usualmente tienen una sección transversal cuadrada u octogonal y soportan cargas axiales de trabajo de 450 a 3500 KN (Urbina Palacios, 2004, p. 5).

Los pilotes prefabricados se fabrican a las longitudes deseadas para luego ser curados antes de transportarse a los lugares donde se trabajarán.

Los pilotes vaciados in situ se construyen perforando un agujero en el terreno y llenándolo de concreto. (Braja M., 2001, p. 568). Los pilotes de concreto no toleran condiciones difíciles de hincado como los de acero, y tienen una mayor probabilidad de dañarse. Sin embargo, los pilotes de concreto son muy populares porque son más baratos que los pilotes de acero y su capacidad de carga es importante. (Urbina Palacios, 2004, p. 5).

Figura 3. Secciones de pilotes de concreto armado.



✓ Pilotes de Madera

Los pilotes de madera son troncos de árboles cuyas ramas y corteza fueron cuidadosamente recortadas. La longitud máxima de la mayoría de los pilotes de madera es de entre 10 y 20 m. Para calificar como pilote, la madera debe ser recta, sana y sin defectos. El Manual of practice, N^o. 17 de la American Society of Civil Engineers lo divide en tres clases:

- Pilotes clase A que soportan cargas pesadas. El diámetro mínimo del fuste debe ser de (356 mm).
- Pilotes clase B que se usan para tomar cargas medias. El diámetro mínimo del fuste debe ser de entre (305 - 330 mm).
- Pilotes clase C que se usan en trabajos provisionales de construcción. Estos se usan permanentemente para

estructuras cuando todo el pilote está debajo del nivel freático. El diámetro mínimo del fuste debe ser de 305 mm. (Urbina Palacios, 2004, p. 5).

Figura 4. Pilotes de madera.



Los pilotes de madera permanecerán indefinidamente sin daño si están rodeados de suelo saturado. Sin embargo, en un ambiente marino, están sometidos al ataque de varios organismos y pueden ser dañados considerablemente en pocos meses. Cuando se localizan arriba del nivel freático, los pilotes son atacados por insectos. Su vida se incrementará tratándolos con preservadores como la creosota. (Urbina Palacios, 2004, p. 5).

La capacidad de carga de los pilotes de madera viene dada del producto del área promedio de la sección transversal y el esfuerzo admisible de la madera

$$Q_{adm} = A_p f_w$$

donde:

A_p = área promedio de la sección transversal del pilote

f_w = esfuerzo permisible de la madera

Tabla 1. Esfuerzos admisibles en pilotes de madera redonda usados en estructuras hidráulicas (ASCE, 1993).

Esfuerzo admisible	Abeto Pacific Coast Douglas	Pino Southern
Comprensión paralela al grano	875 lb/pulg ² (6.04 MN/m ²)	825 lb/pulg ² (5.7 MN/m ²)
Flexión	1700 lb/pulg ² (11.7 MN/m ²)	1650 lb/pulg ² (11.4 MN/m ²)
Cortante horizontal	95 lb/pulg ² (0.66 MN/m ²)	90 lb/pulg ² (0.62 MN/m ²)
Comprensión perpendicular al grano	190 lb/pulg ² (1.31 MN/m ²)	205 lb/pulg ² (1.41 MN/m ²)

✓ Pilotes Compuestos

Las porciones superior e inferior de los pilotes compuestos están hechos de diferentes materiales, se fabrican de acero y concreto o de madera y concreto. Los pilotes de acero y concreto consisten en una porción inferior de acero y en una porción superior de concreto colado en el lugar. Este tipo es usado cuando la longitud del pilote requerido para un apoyo adecuado, excede la capacidad de los pilotes simples de concretos colados en el lugar. Los de madera y concreto consisten en una porción inferior de pilote de madera debajo del nivel permanente de agua y en una porción superior de concreto. (Urbina Palacios, 2004, p. 6).

Tabla 2. Comparación de pilotes hechos con diferentes materiales.

Tipo de pilote	Longitud usual del pilote	Longitud máxima del pilote	Carga usual	Carga máxima aproximada	Comentarios
Acero	50-200 pies (15-60 m)	Prácticamente ilimitada	67-270 klb (300-1200 kN)	Ec. (9.1)	<p><i>Ventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Fácil de manipular respecto al corte y extensión a la longitud deseada. b. Resiste altos esfuerzos de hincado. c. Penetra estratos duros como gravas densas y roca blanda. d. Alta capacidad de carga. <p><i>Desventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Material relativamente caro. b. Alto nivel de ruido durante el hincado. c. Susceptible a la corrosión. d. Los pilotes H se dañan o deflexionan respecto a la vertical durante el hincado a través de estratos duros u obstrucciones mayores.
Concreto prefabricado	Prefabricado: 30-50 pies (10-15 m) Presforzado: 30-150 pies (10-35 m)	Prefabricado: 100 pies (30m) Presforzado: 200 pies (60m)	67-675 klb (300-3000 kN)	Prefabricado: 180-200 klb (800-900 kN) Presforzado: 1700-1900 Klb (7500-8500 kN)	<p><i>Ventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Puede someterse a un fuerte hincado. b. Resistente a la corrosión. c. Combinable fácilmente con una superestructura de concreto. <p><i>Desventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Difícil de lograr un corte apropiado. b. Difícil de transportar
Concreto colado in situ ademado	15-50 pies (5-15 m)	100-130 pies (30-40 m)	45-115 klb (200-500 kN)	180 klb (800 kN)	<p><i>Ventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Relativamente barato. b. Posibilidad de inspección antes de vertir el concreto. c. Fácil de alargar. <p><i>Desventajas</i></p>
Concreto colado in situ no ademado	15-50 pies (5-15 m)	100-130 pies (30-40 m)	65-115 klb (300-500 kN)	160 klb (700 kN)	<p><i>Desventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Difícil de empalmar después de colar. b. Ademas delgados pueden dañarse durante el hincado. <p><i>Ventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Inicialmente económicos. b. Pueden terminarse a cualquier elevación. <p><i>Desventajas</i></p> <ul style="list-style-type: none"> a. Pueden generarse vacíos si el concreto se cuela rápidamente. b. Difícil de empalmar después de colar.

					c. En suelos blandos, los lados del agujero pueden desplomarse, comprimiendo el concreto.
Madera	30-50 pies (10-15 m)	100 pies (30m)	22-45 klb (100- 200 kN)	60 klb (270 kN)	<p><i>Ventajas</i></p> <p>a. Económico. b. Fácil de manipular. c. Los pilotes permanentemente sumergidos son bastante resistentes al deteriorarse.</p> <p><i>Desventajas</i></p> <p>a. Deterioro arriba del nivel freático b. Pueden dañarse durante un hincado fuerte. c. Baja capacidad de carga. d. Baja resistencia a carga de tensión al estar empalmados.</p>

1.2.3 Consideraciones Geotécnicas (Guía de Diseño de Pilotes - Universidad de Piura)

Se debe tener mucho cuidado al momento de considerar los parámetros geotécnicos para el cálculo de las cimentaciones. La incertidumbre para la elección de los mismos obliga a conocer detalladamente el comportamiento de los suelos a fin de elegir correctamente dichos parámetros. (Urbina Palacios, 2004, p. 11).

1.2.3.1 Ecuación General de la Capacidad de Carga

Las ecuaciones de capacidad de carga última que son presentadas en la ecuación de Terzaghi (1943) son únicamente para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; sin tomar en consideración la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de cimentación. Para esto Meyerhof (1963) sugirió la ecuación de capacidad de carga, tomando en cuenta todas estas posibles consideraciones.

Figura 5. Ecuación General de Capacidad de Carga, Terzaghi.

$$q_u = \underbrace{cN_c}_{\text{Cohesión}} + \underbrace{qN_q}_{\text{Sobrecarga}} + \underbrace{\frac{1}{2}\gamma BN_\gamma}_{\text{Peso volumétrico}}$$

c = Cohesión del suelo
γ = Peso específico del suelo
q = γDf

Nc, Nq, Nγ = Factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, φ.

Ecuación de Capacidad de Carga propuesta por Meyerhof (1963)

$$Q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{ys}F_{yd}F_{yi}$$

- Donde: c = Cohesión.
 q = Esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.
 γ = Peso específico del Suelo.
 B = Ancho de Cimentación (diámetro de cimentación)
 Fcs ,Fqs ,Fys = Factores de Forma.
 Fcd ,Fqd ,Fyd = Factores de Profundidad.
 Fci ,Fqi ,Fyi = Factores por Inclinación de Carga.
 Nc ,Nq ,Nγ = Factores de Capacidad de Carga.

Donde se despejan para ecuaciones de factores de capacidad de carga:

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

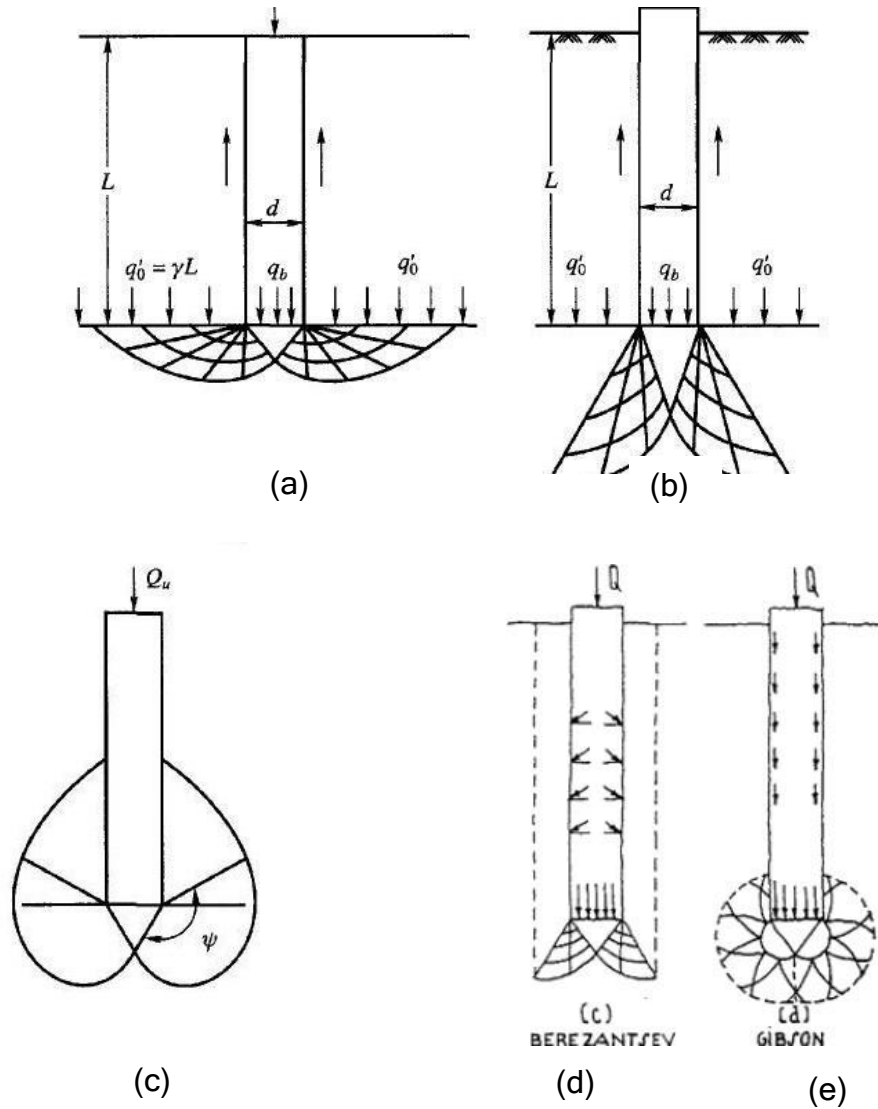
$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Las ecuaciones de capacidad de carga son sugeridas por cada autor de manera distinta como este asuma, el comportamiento de la superficie de falla en la cimentación del pilote.

Estas son las formas de las superficies de falla en las puntas de los pilotes Según Terzaghi (a), Meyerhof (b), Vesic (c), Berezantsev (d), Gibson (e).

Figura 6. Formas de las superficies de falla en las puntas de los pilotes.



1.2.3.2 Capacidad de carga en pilotes hincados

1.2.3.2.1 Pilotes hincados sobre suelos no cohesivos

Para pilotes de suelos granulares se presentan diferentes métodos que fueron formulándose a base de la experiencia y las continuas investigaciones:

- Método empírico basado en la prueba de penetración estándar

La base del método “estático” o de mecánica de suelos para calcular la capacidad de carga final de un pilote es que, la capacidad de carga final es igual a la suma de la resistencia última de la base del pilote y la fricción superficial final a lo largo del cuerpo del pilote enterrado. Esto se expresa con la ecuación: (Urbina Palacios, 2004, p. 15).

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

Donde: Q_b = Resistencia de la base.

Q_s = Resistencia lateral del pilote.

Al conocer el ángulo de resistencia al cortante del suelo a nivel de la base, se puede calcular Q_b con la ayuda de la ecuación general de Terzaghi, omitiendo el término $0.4\gamma BN_y$, dado que el diámetro del pilote es pequeño en relación con su profundidad. Entonces la resistencia neta unitaria en la punta será: (Urbina Palacios, 2004, p. 15).

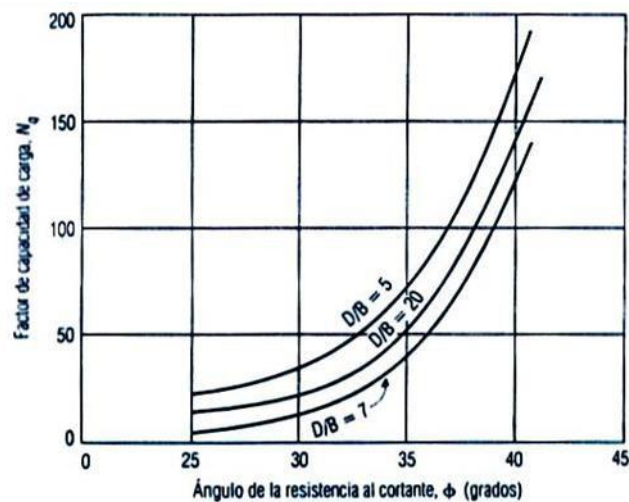
$$Q_b = A_b p_d (N_q - 1)$$

Donde: A_b = Área de la punta.

p_d = Presión efectiva de sobrecarga (overburden) a nivel de la base del pilote.

N_q = Factor de capacidad de carga de Berzantsev (en función de ϕ).

Figura 7. Gráfica de factor de capacidad de carga de Berzantsev N_q .



La resistencia lateral total última será:

$$Q_s = \bar{K} p_d A_s \tan \delta$$

Donde: \bar{K} = Coeficiente de presión del suelo.
 A_s = Superficie del pilote enterrada.
 δ = Ángulo de fricción suelo-pilote.

Tabla 3. Valores de K_s de acuerdo al material del pilote.

Material del pilote	δ	Valores de K_s	
		Densidad relativamente baja	Densidad relativamente alta
Acero	20°	0.5	1
Concreto	3/4 ϕ	1	2
Madera	2/3 ϕ	1.5	4

- Método de Meyerhof

Según Meyerhof la capacidad de carga del pilote viene dada por la siguiente ecuación:

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

Sin embargo, Q_p no debe exceder el valor límite $A_p q_1$, o sea:

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_1$$

Entonces q_1 será:

$$q_1 (KN/m^2) = 50 N_q^* \tan \phi$$

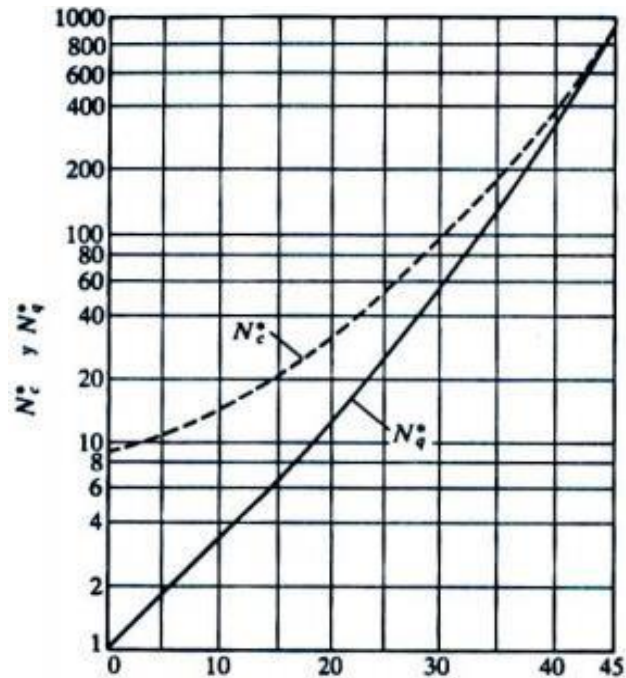
Donde ϕ = ángulo de fricción del suelo en el estrato de apoyo.

En base a la experiencia, Meyerhof (1976) sugirió un Q_p para suelos granulares homogéneos de acuerdo al ensayo de penetración estándar:

$$Q_p (KN/m^2) = 40 N_{cor} L/D \leq 400 N_{cor}$$

Donde: N_{cor} = valor de penetración estándar corregido promedio cerca de la punta del pilote (aproximadamente $10D$ arriba y $4D$ debajo de la punta del pilote).

Figura 8. Variación de los valores máximos de N_c^* y N_q^* con el ángulo de fricción del suelo ϕ (según Meyerhof, 1976).



- Método de Vesic

Vesic (1977) propuso un método para estimar la capacidad de carga de punta de un pilote basándose en la teoría de expansión de cavidades. De acuerdo con esta, basada en parámetros de esfuerzo efectivo, (Urbina Palacios, 2004, p. 17).

$$Q_p = A_p (c N_c^* + \sigma'_0 N_q^*)$$

Donde: σ'_0 = esfuerzo efectivo normal medio del terreno al nivel de la punta del pilote.

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) q'$$

K_0 = coeficiente de presión de tierra en reposo = $1 - \text{sen } \phi$
 N_c^* , N_q^* = factores de capacidad de carga.
 c = cohesión.

Cabe resaltar que la ecuación de Vesic es una modificación de la ecuación de Terzaghi con:

$$N_c^* = \frac{3N}{(1 + 2K_0)}$$

la relación N_c^* dada en la ecuación 2.18 puede expresarse como:

$$N_c^* = ((N_q^* - 1) \cot \phi)$$

De acuerdo con la teoría de Vesic,

$$N_c^* = f(I_{rr})$$

Donde: I_{rr} = índice de rigidez reducida para el suelo, sin embargo

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

Donde:

$$I_r = \text{índice de rigidez} = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c+q^F \tan \phi)} = \frac{G_s}{c+q^F \tan \phi}$$

E_s = módulo de elasticidad del suelo.

μ_s = relación de Poisson del suelo.

G_s = módulo de cortante del suelo.

Δ = deformación unitaria promedio en la zona plástica debajo de la punta del pilote.

Para condiciones sin cambio de volumen (arena densa o arcilla saturada), $\Delta = 0$, por lo que:

$$N_c^* = \frac{4}{3} \left(\ln. \left(\frac{I_r}{I_{rr}} \right) + 1 \right) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Los valores de I_r se obtienen mediante pruebas de laboratorio de consolidación y triaxiales correspondientes a los niveles apropiados de esfuerzo. Sin embargo, para uso preliminar se recomiendan los siguientes valores: (Urbina Palacios, 2004. p. 18).

Tabla 4. Valores I_r de acuerdo al tipo de suelo.

Tipo de Suelo	I_r
Arena	70-150
Limos y arcillas (condición drenada)	50-100
Arcillas (condición no drenada)	100-200

- Método de Coyle y Castello

Coyle y Castello sugirieron que en arena:

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

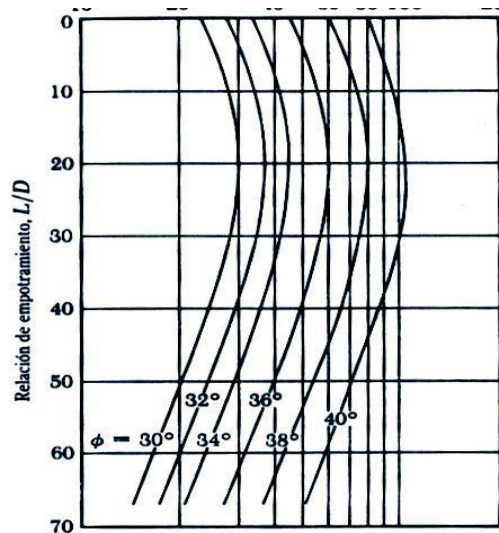
Donde:

q'_p = esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote.

N_q^* = factor de capacidad de carga.

La figura 9 muestra la variación de N_q^* con L/D y el ángulo de fricción del suelo ϕ .

Figura 9. Factor de capacidad de apoyo respecto a la relación de empotramiento.



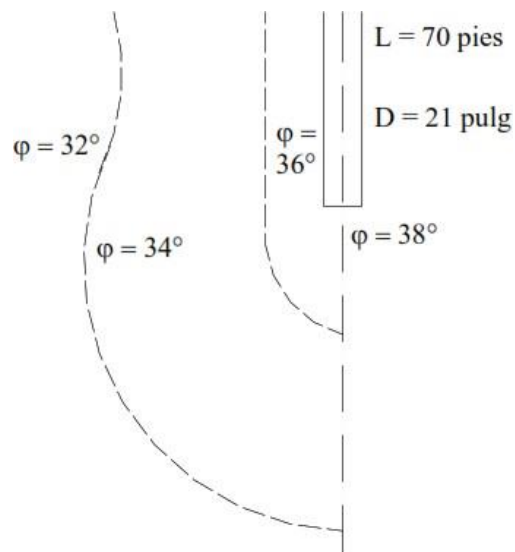
La resistencia lateral se expresa como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

La resistencia unitaria por fricción, f , es difícil de estimar. Al calcular f deben tenerse en cuenta varios factores importantes, como son:

- La naturaleza de la instalación del pilote. Para los hincados en arena, la vibración causada durante el hincado del pilote ayuda a densificar el suelo a su alrededor. La figura muestra los contornos del ángulo de fricción del suelo ϕ alrededor de un pilote hincado (Meyerhof, 1961). Note que en este caso el ángulo de fricción del suelo original fue de 32° . La zona de densificación de la arena que rodea al pilote es aproximadamente 2.5 veces el diámetro del pilote.

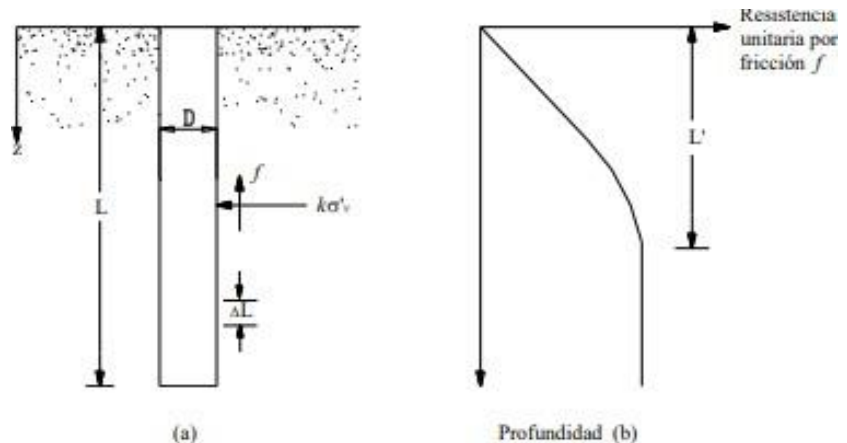
Figura 10. Compactación de arena cercana a pilotes hincados (Según Meyerhof, 1961).



- Es importante resaltar que la naturaleza de la variación de f en campo es aproximadamente como muestra la figura 11. La fricción unitaria superficial crece con la profundidad más o menos linealmente hasta una profundidad de L' y permanece luego constante.
- A profundidades similares, la fricción unitaria superficial en arena suelta es mayor para un pilote de alto desplazamiento que para un pilote de bajo desplazamiento. (Urbina Palacios, 2004, p. 21).

- Profundidades similares, los pilotes perforados o hincados parcialmente con chorro de agua a gran presión, tendrán una fricción unitaria superficial menor que en el caso de pilotes hincados. (Urbina Palacios, 2004, p. 21).
- Teniendo en cuenta los factores anteriores, se da una relación aproximada para f como sigue: (Fig. 11)

Figura 11. Resistencia por fricción unitaria para pilotes en arena.



Para $z = 0$ a L'

$$f = K\sigma'_v \tan \delta$$

y para $z = L'$ a L

$$f = f_{z=L'}$$

Donde:

K = coeficiente efectivo de la tierra.

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración.

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

La magnitud de K varía con la profundidad. Es aproximadamente igual al coeficiente, K_p , de presión pasiva de Rankine en la parte superior del pilote y menor que el coeficiente, K_0 , de la presión en reposo a una profundidad mayor. Teniendo en cuenta los resultados disponibles actualmente, los siguientes valores promedio de K son recomendados para usarse en la ecuación $f = K\sigma'_v \tan \delta$.

Tabla 5. Valores promedio de K .

Tipo de pilote	K
Perforado	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
Hincado, de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ a $1.4 K_0 = 1.4(1 - \text{sen } \phi)$
Hincado, de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \text{sen } \phi$ a $1.8 K_0 = 1.8(1 - \text{sen } \phi)$

Los valores de δ dados por varios investigadores parecen estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Se requiere buen juicio al escoger el valor de δ . Para pilotes hincados de gran desplazamiento, Bhusan (1982) recomendó: (Urbina Palacios, 2004, p. 22)

$$K \tan \delta = 0.18 + 0.0065C_r$$

$$K = 0.5 + 0.008C_r$$

Donde: C_r = compacidad relativa (%)

1.2.3.2.2 Pilotes hincados sobre suelos cohesivos

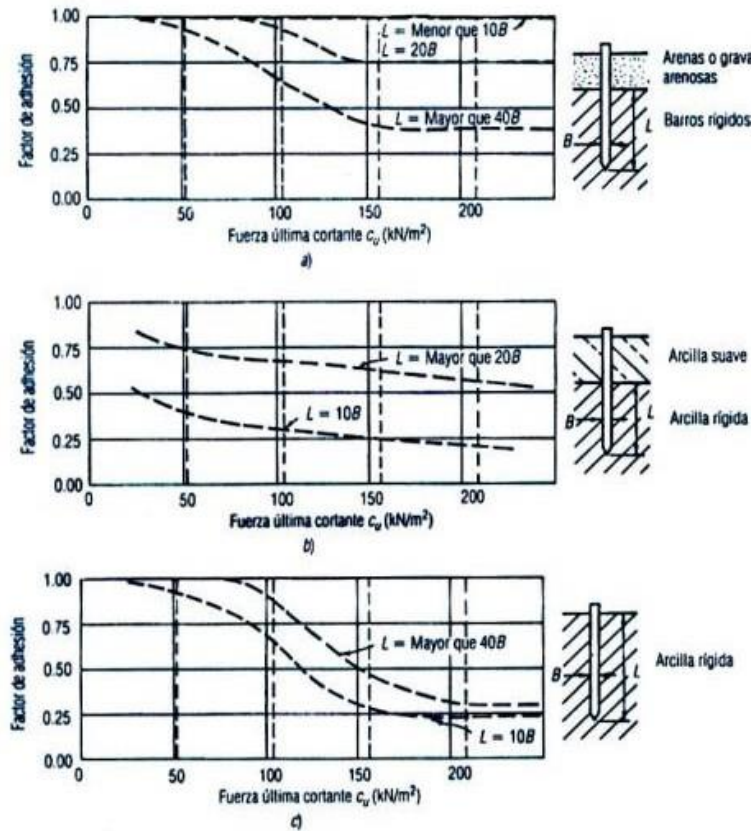
La capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas y limos arcillosos es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. La resistencia última se obtiene con la ecuación:

Y la capacidad por punta se obtiene con la ecuación:

$$Q_b = N_c * C_b * A_b$$

Figura 12. Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla.

- a) Caso 1: Pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas.
 b) Caso 2: Pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil.
 c) Caso 3: Pilotes sin una capa superior diferente.



Donde:

C_b = la fuerza de cortante no alterada en la base.

A_b = área de la punta

N_c = factor de suelo

El factor de capacidad de carga N_c se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga. (Urbina Palacios, 2004, p. 24). La capacidad por fricción se obtiene con la ecuación:

$$Q_s = \alpha * C_u * A_s$$

Donde:

α = factor de adhesión

C_u = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote.

A_s = área de la superficie del cuerpo del pilote.

- Método λ

Vijayverjiya y Focht (1972) fueron los que propusieron este método. Plantea la hipótesis de que el desplazamiento del suelo causado por el hincado del pilote conduce a una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia unitaria superficial promedio es:

$$f_{prom} = \lambda \left(\bar{\sigma}'_v = 2c_u \right)$$

Donde:

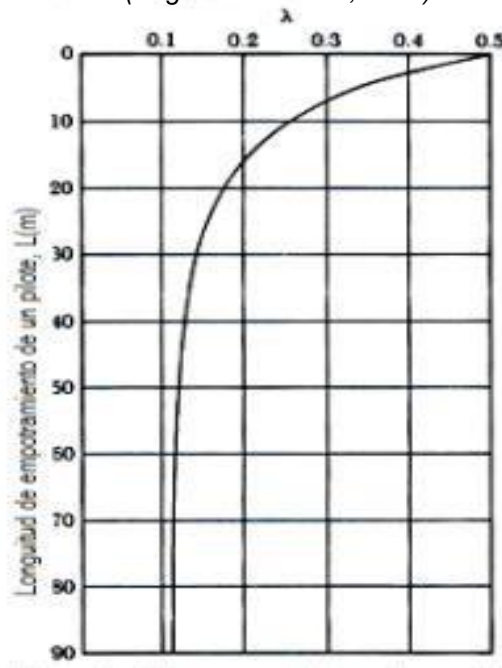
$\bar{\sigma}'_v$ = esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento.

c_u = resistencia cortante media no drenada ($\phi = 0$)

El valor de λ cambia con la profundidad de penetración del pilote (ver figura 13). La resistencia total por fricción entonces se calcula como:

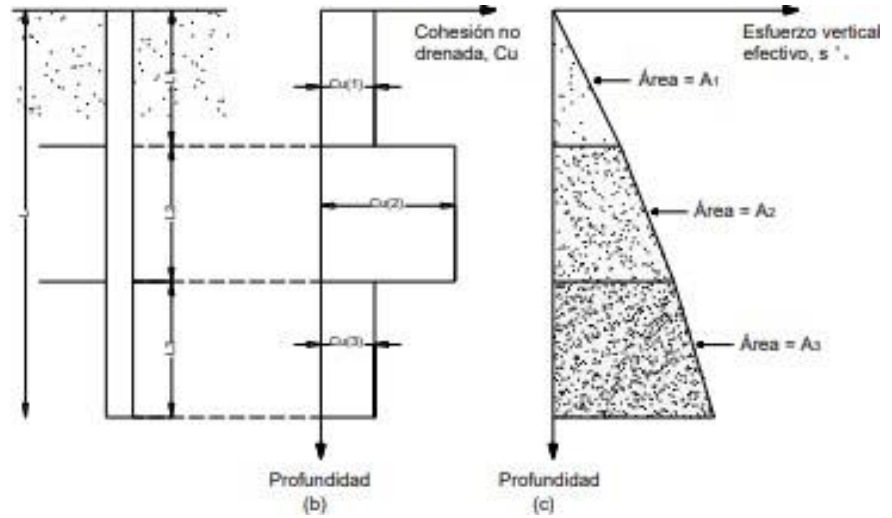
$$Q_s = pL f_{prom}$$

Figura 13. Variación de λ con la longitud de empotramiento de un pilote. (Según McClelland, 1974).



Debe tenerse cuidado al obtener los valores de $\bar{\sigma}'_v$ y c_u en suelos estratificados. La figura ayuda a explicar esto. De acuerdo con la figura 14, el valor medio de c_u .

Figura 14. Aplicación del método λ en suelo estratificado.



- Método α

Este método indica que la resistencia unitaria superficial en suelos arcillosos se representa por la ecuación:

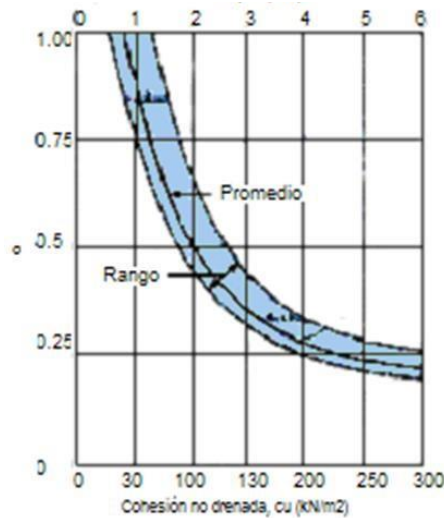
$$f = \alpha c_u$$

Donde α = factor empírico de adhesión

La variación aproximada del valor de α se muestra en la figura 15. Note que para arcillas normalmente consolidadas con $c_u \leq 50$ KN/m², $\alpha = 1$. Entonces:

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

Figura 15. Variación de α con la cohesión no drenada de una arcilla.



- Método β

Cuando los pilotes se hincan en arcillas saturadas, la presión de poros en el suelo alrededor de los pilotes aumenta; este exceso de presión de poros en las arcillas normalmente consolidadas es de 4 a 6 veces c_u . Sin embargo, en aproximadamente un mes, esta presión se disipa gradualmente. Por consiguiente, la resistencia unitaria por fricción en el pilote se determina con base en los parámetros de esfuerzo efectivo de la arcilla en estado remoldeado ($c = 0$). (Urbina Palacios, 2004, p. 27). Entonces a cualquier profundidad:

$$f = \beta \sigma'_v$$

Donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

$\beta = K \tan \phi_R$

ϕ_R = Ángulo de fricción drenada de la arcilla remoldeada.

K = Coeficiente de presión de la tierra.

Conservadoramente, la magnitud de K es el coeficiente de la presión de la tierra en reposo

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \text{ (para arcillas sobreconsolidadas) y}$$

$$K = 1 - \text{sen } \phi_R \sqrt{\frac{OCR}{\sigma'_v}} \text{ (para arcillas preconsolidadas)}$$

Donde: OCR = tasa de preconsolidación

Combinando las ecuaciones anteriores tenemos para arcillas normalmente consolidadas:

$$f = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v$$

y para arcillas preconsolidadas,

$$f = (1 - \text{sen } \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v$$

con el valor de f ya determinado, la resistencia total por fricción se evalúa como

$$Q_s = \sum f p \Delta L$$

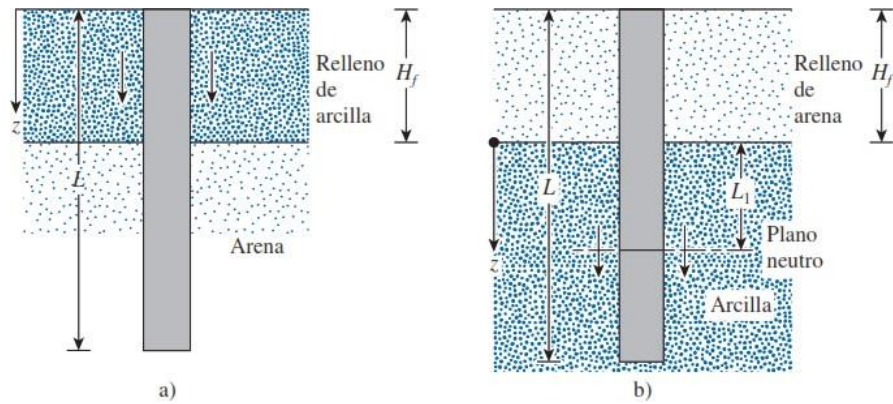
1.2.4 Fricción Superficial Negativa Suelo-Pilote

Urbina (2004) menciona que “la fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo ejercida sobre el pilote por el suelo que le rodea.” (p. 32).

Para este comportamiento del suelo se debe evaluar las siguientes condiciones:

- Si un relleno de suelo arcilloso se coloca sobre un estrato de suelo granular en el que se hinca un pilote, el relleno se consolidará gradualmente, esto ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo del pilote durante el periodo de consolidación. (Fig. 16a).
- Si un relleno de suelo granular se coloca sobre un estrato de arcilla blanda, inducirá el proceso de consolidación en el estrato de arcilla y así ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote. (Fig. 16b).
- El descenso del nivel freático aumentará el esfuerzo vertical efectivo sobre el suelo a cualquier profundidad, lo que inducirá asentamientos por consolidación sobre la arcilla.

Figura 16. Fricción superficial negativa.



1.2.5 Capacidad de Pilotes en Grupo

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y no se ha resuelto aún plenamente. Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán, reduciendo la capacidad de carga de los pilotes. Idealmente, deberían espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no fuese menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento, d , mínimo centro a centro es de $2.5D$ y en situaciones ordinarias, es aproximadamente de 3 a $3.5 D$. La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como: (Urbina Palacios, 2004, p. 13).

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u}$$

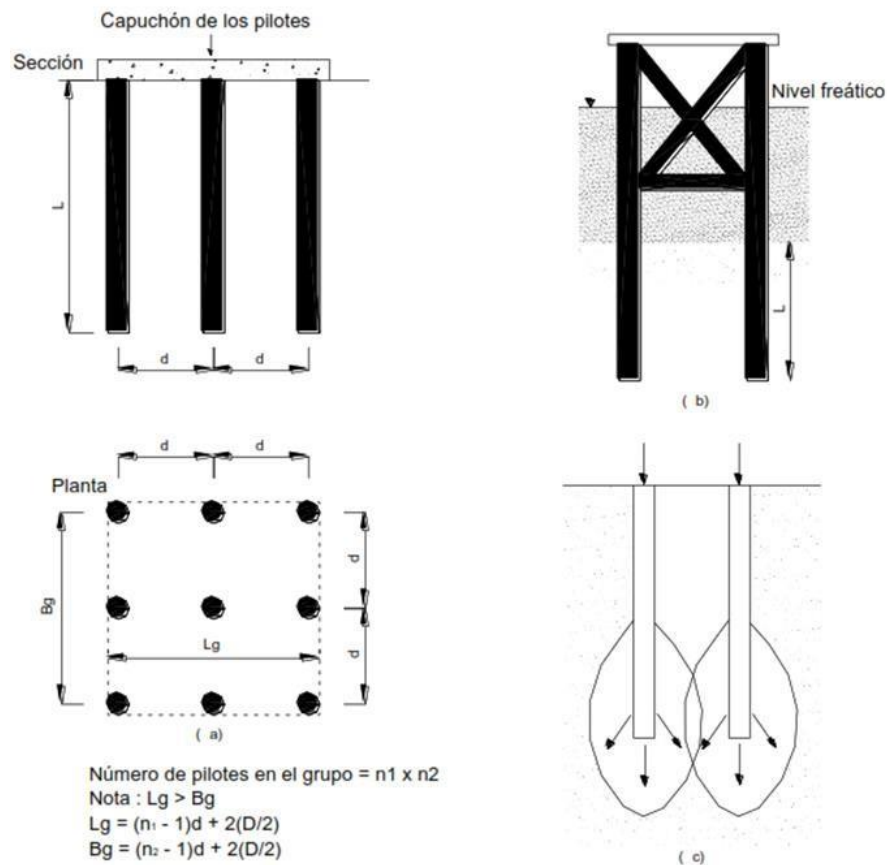
Donde:

η = Eficiencia de grupo

$Q_{g(u)}$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes.

Q_u = Capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo.

Figura 17. Pilotes en grupo.



a) Pilotes en arena

Generalmente la hincada de pilotes compacta el terreno y la resistencia del grupo es mayor que la suma de las resistencias de los pilotes aislados. El efecto es máximo con separación de unos 3.5 diámetros. Sin embargo, se queda del lado de la seguridad tomando: (Urbina Palacios, 2004, p. 13).

$$Q_{g(u)} = \sum Q_u$$

En el caso de pilotes perforados disminuye algo la resistencia por el fuste y, sobre todo, en la punta por efecto de la superposición de tensiones. Puede tomarse

$$Q_{g(u)} = 0.8 \sum Q_u \quad (2d \leq s \leq 4d)$$

Donde: s = Separación entre pilotes.

b) Pilotes en arcilla

El efecto en grupo o eficiencia es en este caso menor que la unidad, es decir:

$$Q_{g(u)} < \sum Q_u$$

Si los pilotes están muy juntos ($s \leq 2d$) y el cabezal se apoya en el terreno, puede producirse la llamada “rotura en bloque” del conjunto como si fuera una zapata profunda, con eficiencias de 0.6 o menores. Teniendo en cuenta lo anterior, es conveniente separar los pilotes como mínimo $2.5d$ en cuyo caso la eficiencia puede estimarse por diversas fórmulas empíricas, entre las que tenemos:

- Ecuación Converse - Labarre:

$$\eta = 1 - \left[\frac{(n-1)m + (m-n)}{90nm} \right] \theta$$

Donde:

θ (grados) = $\arctan(D/d)$
D = diámetro del pilote.
d = separación entre pilotes.
m = número de pilotes por fila.
n = número de pilotes por columna.

- Ecuación de Los Ángeles:

$$\eta = 1 - \frac{\phi [m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1)]}{\pi mn}$$

Donde:

$$\Phi = \arctan d/2s.$$

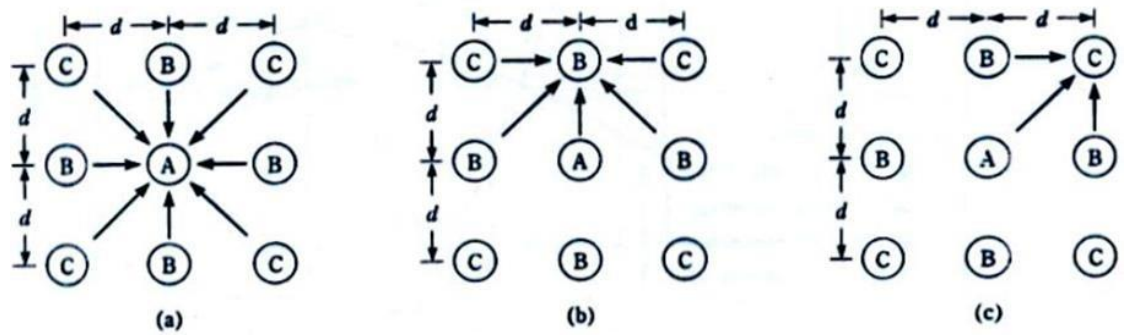
- Ecuación Séller-Keeney:

$$\eta = \left\{ 1 - \left[\frac{11d}{7(d^2 - 1)} \right] \left[\frac{n+m-2}{n+m-1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n+m}$$

Donde:

d = Está en pies.

Feld (1943) sugirió un método para determinar la capacidad de carga de pilotes individuales (de fricción) en un grupo hincados en arena. De acuerdo con esto, la capacidad última de un pilote se reduce en 1/16 por cada diagonal adyacente o fila de pilotes. (Urbina Palacios, 2004, p. 14).



El procedimiento se explica con referencia a la figura anterior que muestra la planta de un grupo de pilotes B, hay cinco adyacentes y para el tipo C, hay tres adyacentes. Ahora se prepara la tabla:

Por consiguiente:

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u} = \frac{6.5Q_u}{9Q_u} = 72\%$$

Tabla 6. Capacidad última de pilotes de acuerdo a la distribución de pilotes adyacentes.

Tipo de pilote	N° de pilotes	N° de pilotes adyacentes	Factor de reducción para cada pilote	Capacidad última
A	1	8	1 - 8/16	$0.5Q_u$
B	4	5	1 - 5/16	$2.75Q_u$
C	4	3	1 - 3/16	$3.25Q_u$
				$\sum 6.5Q_u = Q_{g(u)}$

1.2.6 Asentamiento de Pilotes

El asentamiento total de un pilote ante una carga vertical de trabajo Q_w está dado por:

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)}$$

Donde:

$S_{e(1)}$ = asentamiento elástico del pilote.

$S_{e(2)}$ = asentamiento del pilote causado por la carga en la punta del pilote.

$S_{e(3)}$ = asentamiento del pilote causada por la carga transmitida a lo largo del fuste del pilote.

Si el material del pilote se supone elástico, la deformación del fuste del pilote se puede evaluar, de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica de materiales, como (Braja M., 2012, p. 589)

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

Donde:

Q_{wp} = carga soportada en la punta del pilote en condición de carga de trabajo.

Q_{ws} = carga soportada por la resistencia por fricción (superficial) en condición de carga de trabajo.

A_p = área de la sección transversal del pilote

L = longitud del pilote

E_p = módulo de elasticidad del material del pilote

La magnitud de ξ varía entre 0.5 y 0.67 y dependerá de la naturaleza de la distribución de la resistencia por fricción (superficial) unitaria f a lo largo del fuste del pilote. El asentamiento de un pilote ocasionado por la carga soportada en la punta del pilote se puede expresar en la forma: (Braja M., 2012, p. 589)

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

Donde:

D = ancho o diámetro del pilote

q_{wp} = carga puntual por área unitaria en la punta del pilote =

Q_{wp}/A_p

E_s = módulo de elasticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote

μ_s = relación de Poisson del suelo

I_{wp} = factor de influencia < 0.85

Vesic (1977) también propuso un método semiempírico para obtener la magnitud del asentamiento de $s_{e(2)}$. Su ecuación es (Braja M., 2012, p. 589)

$$s_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p}$$

Donde:

q_p = resistencia última en la punta del pilote

C_p = un coeficiente empírico

Los valores representativos de C_p para varios suelos se indican en la tabla

Tabla 7. Valores representativos C_p de acuerdo al tipo de suelo.

Tipo de pilote	Pilote hincado	Pilote perforado
Arena (densa a suelta)	0.02-0.04	0.09-0.18
Arcilla (firme a suave)	0.02-0.03	0.03-0.06
Limo (denso a suelto)	0.03-0.05	0.09-0.12

El asentamiento de un pilote causado por la carga soportada por el fuste del pilote se obtiene de una relación similar a la ecuación, que es:

$$S = \left(\frac{Q_{ws}}{pL} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Donde:

p = Perímetro del pilote

L = Longitud empotrada del pilote

I_{ws} = Factor de influencia

Observe que el término Q_{ws}/pL en la ecuación anterior (de asentamiento causado por la carga soportada por el fuste del pilote), es el valor promedio de f a lo largo del fuste del pilote. El factor de influencia, I_{ws} , tiene una relación empírica simple (Vesic, 1977): (Braja M., 2012, p. 589)

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

Vesic (1977) también propuso una relación empírica simple similar a la ecuación $s_{e(2)} = \frac{Q_{wp}C_p}{Dq_p}$ para obtener $s_{e(3)}$:

$$s_{e(3)} = \frac{Q_{ws}C_s}{Lq_p}$$

En esta ecuación, C_s es una constante empírica = $(0.93 + 0.16\sqrt{L/D}) C_p$.

1.2.7 Pilas o Cajones Perforados

Los términos pilote de tubo llenado con concreto, pilar, pila perforada y pilar perforado se utilizan con frecuencia indistintamente en la ingeniería de cimentaciones; todos se refieren a una pila colada en el lugar que por lo general tiene un diámetro de aproximadamente 750 mm o más, con y sin refuerzo de acero y con o sin un fondo ensanchado. En ocasiones el diámetro puede ser tan pequeño como de 305 mm. A fin de evitar confusiones, utilizamos el término pila perforada para un agujero perforado o excavado hasta el fondo de la cimentación de una estructura y luego llenado con concreto. Dependiendo de las condiciones del suelo, se pueden utilizar revestimientos para evitar que el suelo alrededor del agujero se derrumbe durante la construcción. El diámetro de la pila suele ser lo suficientemente grande para que una persona pueda entrar a

inspeccionar. (Braja M., 2012, p. 637). Usar cimentaciones con pilas perforadas trae varias ventajas:

1. Se puede emplear una sola pila perforada en vez de un grupo de pilotes con larguero.
2. La construcción de pilas perforadas en depósitos de arena densa y grava es más fácil que hincar pilotes.
3. Las pilas perforadas se pueden construir antes de completar las operaciones de nivelación.
4. Cuando los pilotes se hincan con un martinete, la vibración del suelo puede dañar las estructuras cercanas, problema que se evita empleando pilas perforadas.
5. Los pilotes hincados en suelos de arcilla pueden producir levantamiento del terreno y ocasionar que los pilotes previamente hincados se muevan de manera lateral. Esto no ocurre durante la construcción de pilas perforadas.
6. Se evita generar ruido por un martinete durante la construcción de pilas perforadas, como en el caso del hincado de pilotes.
7. Debido a que la base de una pila perforada se puede ampliar, ésta proporciona una gran resistencia a la carga de levantamiento.
8. La superficie sobre la cual se construye la base de una pila perforada se puede inspeccionar visualmente.
9. En la construcción de pilas perforadas en general se utiliza equipo móvil, que, en condiciones apropiadas del suelo, puede ser más económico que los métodos de construcción de cimentaciones con pilotes.
10. Las pilas perforadas tienen una alta resistencia a las cargas laterales.

También se tiene un par de desventajas en la construcción de pilas perforadas. Una es que la operación de vertido del concreto se puede retrasar por mal clima y siempre se requiere de una supervisión cuidadosa. Otra desventaja es que al igual que en los cortes apuntalados, las excavaciones profundas para las pilas perforadas pueden inducir una pérdida significativa de suelo y, por lo tanto, producir daño a estructuras cercanas.

Procedimientos de construcción

En Estados Unidos el procedimiento de construcción que más se emplea es la perforación rotatoria. Existen tres tipos principales de métodos de construcción: el método seco, el método con ademe y el método húmedo.

- Método de construcción seca

Este método se emplea en suelos y rocas que se encuentran arriba del nivel freático y que no se desplomarán cuando la perforación se excave hasta su profundidad total. La secuencia de construcción, como se muestra en la figura, es la siguiente:

Paso 1. La excavación se termina (y se acampana si se desea), utilizando herramientas de perforación apropiadas y la rezaga de la perforación se depositan en un lugar cercano. (Consulte la figura 18a).

Paso 2. Luego se vierte concreto en la perforación cilíndrica. (Consulte la figura 18b).

Paso 3. Si se desea, se coloca una jaula de varillas de refuerzo en la parte superior de la pila. (Consulte la figura 18c).

Paso 4. Después se termina el colado del concreto y la pila perforada será como se muestra en la figura 18d.

- Método de construcción con ademe

Este método se utiliza en suelos o rocas en las que es probable que ocurran derrumbes o una deformación excesiva cuando se haga la excavación de la perforación. La secuencia de construcción se muestra en la figura y se puede explicar como sigue:

Paso 1. El procedimiento de excavación se inicia igual que en el caso del método de construcción seca. (Consulte la figura 19a).

Paso 2. Cuando se encuentre un suelo susceptible a derrumbarse, se introduce una lechada de bentonita en la excavación. (Consulte la figura 19b). La perforación continúa hasta que la excavación pasa el estrato de suelo susceptible a derrumbarse y se encuentra un estrato de suelo o roca impermeable.

Paso 3. Se introduce un ademe en la perforación. (Consulte la figura 19c).

Paso 4. Se saca la lechada del ademe con una bomba sumergible. (Consulte la figura 19d).

Paso 5. Se introduce en la perforación un taladro menor que pase a través del ademe y se continúa la excavación. (Consulte la figura 19e).

Paso 6. Si se necesita, la base del agujero excavado se puede alargar con un ensanchador de fondo. (Consulte la figura 19f).

Paso 7. Si se requiere acero de refuerzo, la jaula con varillas necesita extenderse a toda la longitud de la excavación. Luego se vierte concreto en la excavación y el ademe se saca gradualmente. (Consulte la figura 19g).

Paso 8. En la figura 19h se muestra la pila perforada completada.

Figura 18. Método de construcción seco.

a) perforación inicial; b) inicio del vertido del concreto; c) colocación de la jaula de varillas de refuerzo; d) pila completada. (Según O'Neill y Reese, 1999)

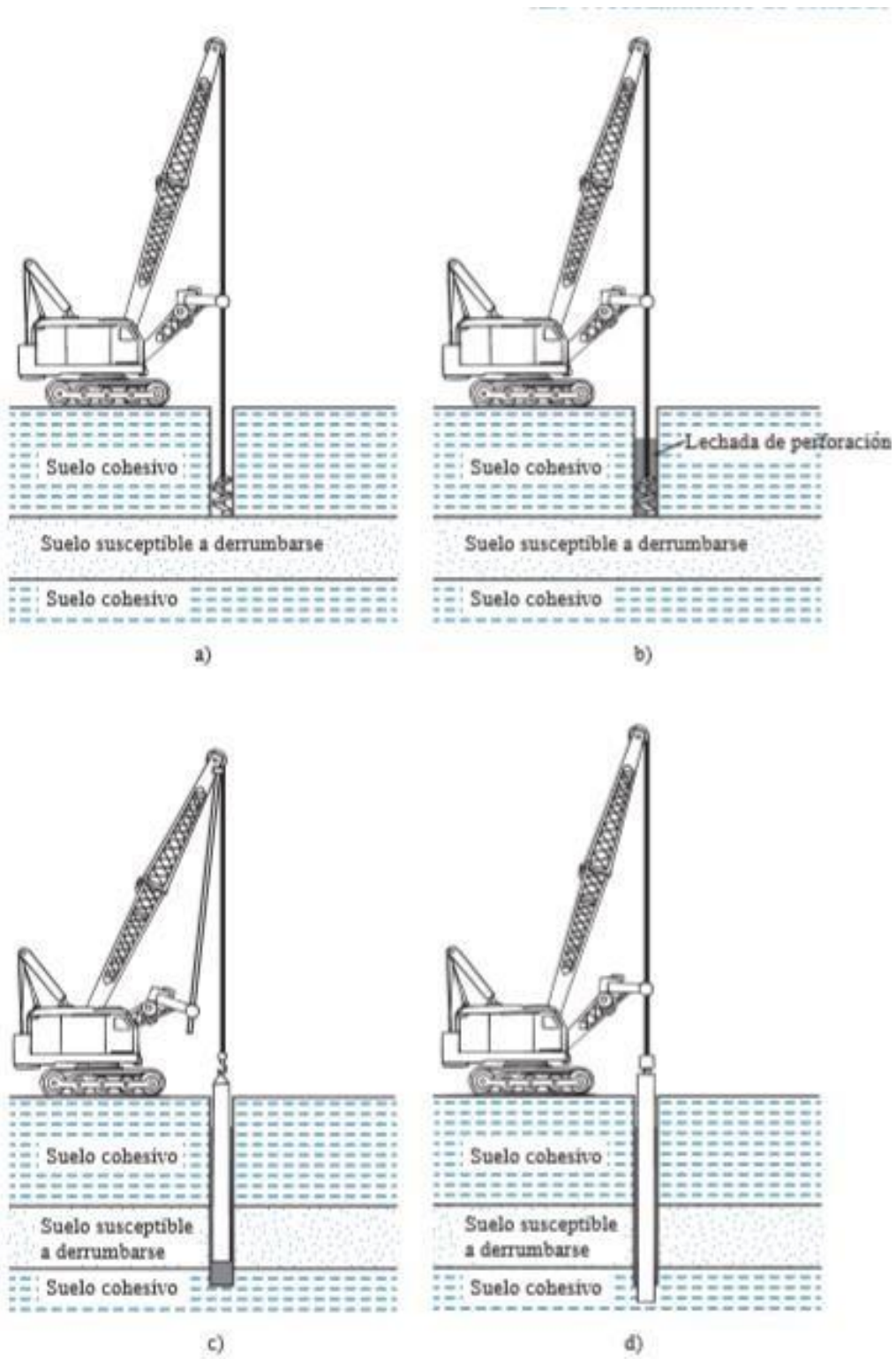
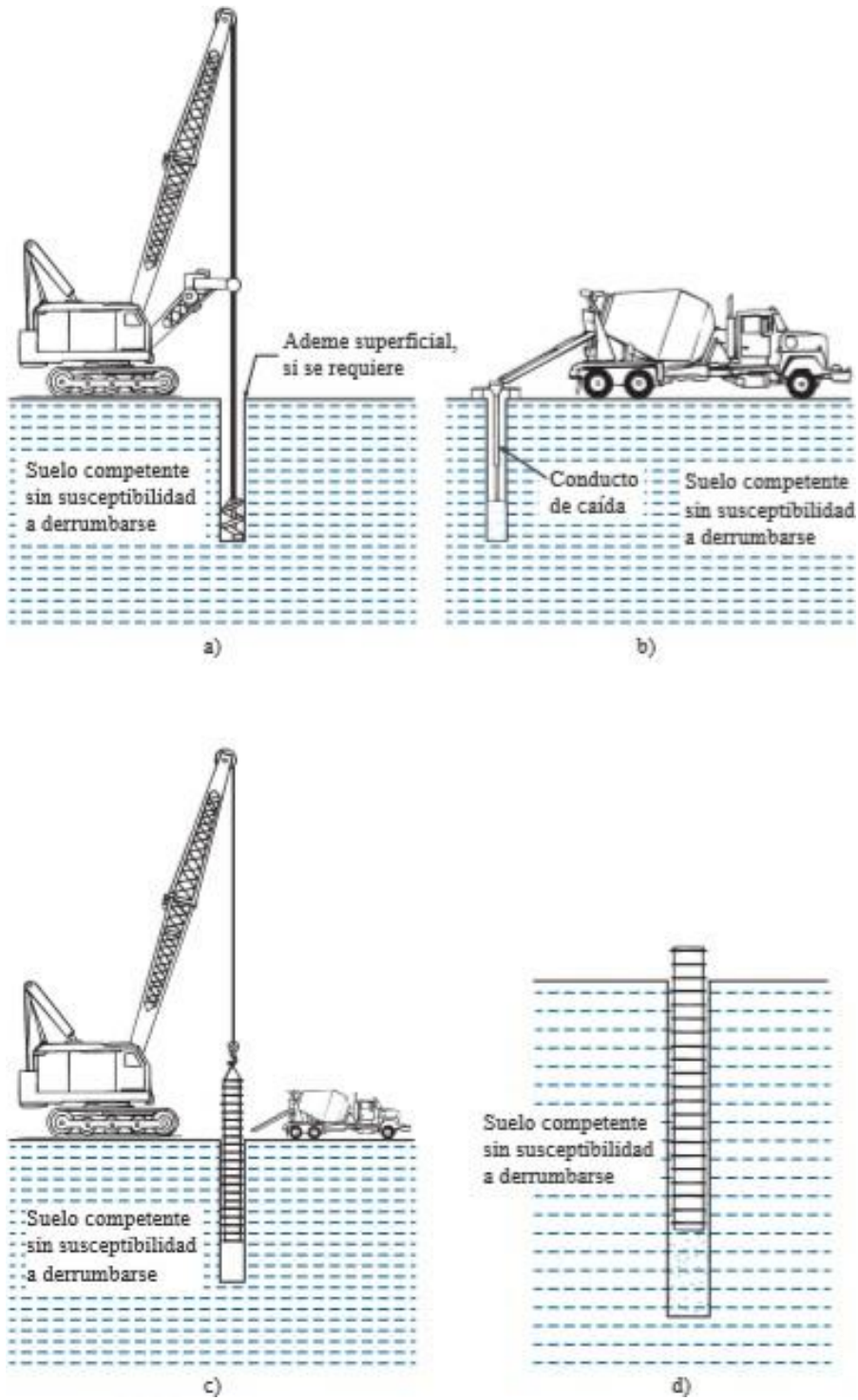


Figura 19. Método de construcción con ademe.

a) inicio de la perforación; b) perforación con lechada; c) introducción del ademe; d) se sella el ademe y se remueve la lechada del interior del ademe; e) perforación debajo del ademe; f) ensanchado del fondo; g) retiro del ademe; h) pila completada. (Según O'Neill y Reese, 1999)



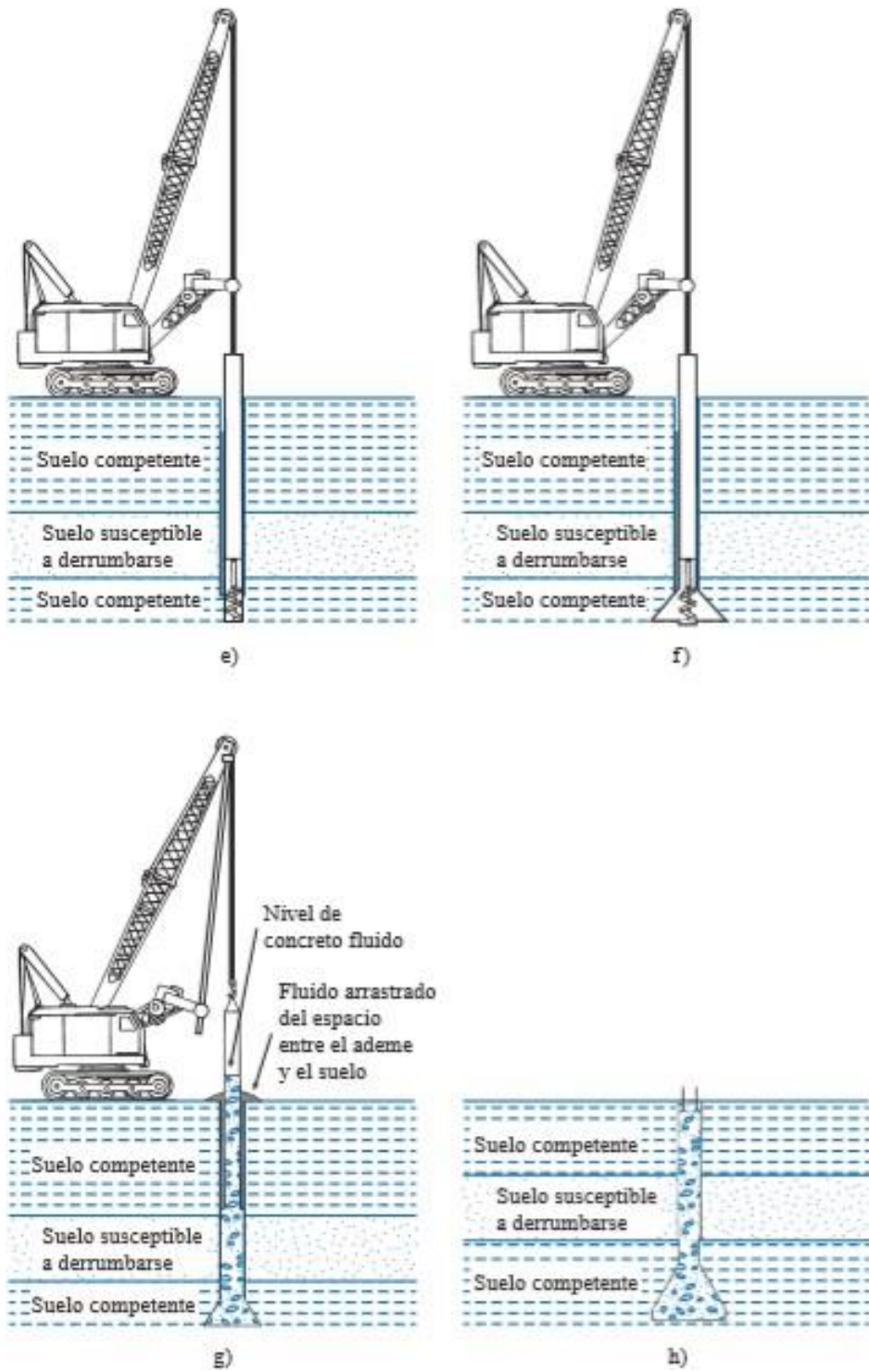


Figura 19. (Continuación)

1.3 Definición de términos básicos

- **Apoyo.-** Lo que sirve para sostener.
- **Balaustres.-** Cada una de las columnitas que con los barandales forman las barandillas o antepechos de balcones, azoteas, corredores y escaleras..
- **Cimentación:** La cimentación viene a ser el conjunto de elementos estructurales que reciben todo el peso del edificio y lo transmiten hacia el suelo de forma que la presión ejercida no supere a la resistencia del suelo.
- **Columna.-** Apoyo normalmente cilíndrico de techumbres o edificios.
- **Columnata.-** Serie de columnas que sostienen o adornan un edificio
- **Diseño de cimentaciones sobre pilotes.** Secuencia de pasos para obtener un resultado satisfactorio. Para el caso de los pilotes, son varios los factores a tener en cuenta en su selección y posterior proceso de diseño.
- **Concreto armado.-** La técnica constructiva del concreto armado, hormigón reforzado o concreto armado consiste en la utilización de hormigón o concreto reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras. También se puede armar con fibras, tales como fibras plásticas, fibra de vidrio, fibras de acero o combinaciones de barras de acero con fibras dependiendo de los requerimientos a los que estará sometido.
- **Pilotes.-** Son elementos estructurales en forma de columna que se emplean en **cimentaciones profundas** cuando el suelo donde se apoya la construcción no es lo suficientemente resistente o bien pudiera dar lugar a asientos inadmisibles, haciendo inviable la solución de una cimentación superficial.
- **Pilar.-** Especie de pilastra, sin proporción fija entre su grueso y altura, que se pone aislada en los edificios, o sirve para sostener

obra de fábrica o armazón cualquiera. Cosa que sostiene o en que se apoya algo.

- **Pilastra.-** Columna de sección cuadrangular.

CAPITULO II: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

2.1. Descripción del Problema

Si nos detenemos a observar las características del suelo en torno a la ciudad de Iquitos, identificamos que está conformado por suelos finos como arcillas, limos y suelos granular finos como arena limosa, lo que significa un reto para el ingeniero civil, construir sobre estos tipos de suelos. Por tal motivo, es necesario implementar técnicas que mejoren las características mecánicas de los suelos en la zona, así como, el uso de cimentaciones profundas con pilotes. Sin embargo, debido a las condiciones en el área de construcción de este proyecto respecto a las infraestructuras aledañas, que tienen la categoría de patrimonio cultural, el proceso constructivo del hincado de pilotes convencionales de acero en esta zona afectaría de manera significativa los cimientos de estos edificios de dos niveles.

Es por ello que es necesario optar por una alternativa que tenga un proceso constructivo con la mínima incidencia de ocasionar daños en los cimientos vecinos. Este proyecto brinda la alternativa de un mejoramiento de capacidad portante en los suelos del **EX HOTEL TURISTAS DE IQUITOS**.

2.2. Formulación del problema

2.2.1. Problema general

¿Cuál es el diseño de pilastras de concreto armado para estabilización de suelos en zonas tropicales de la edificación ex Hotel Turista de Iquitos 2020?

2.2.2. Problemas específicos

1. ¿Qué técnica puede sustituir el procedimiento de empotramiento de pilotes de acero para la estabilización del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel Turistas de Iquitos 2020?
2. ¿Cómo el diseño de pilastras de concreto armado aumenta la capacidad portante del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020?

2.3. Objetivos

2.3.1. Objetivo General

Diseñar pilastras de concreto armado para estabilización de suelos en zonas tropicales de la edificación ex Hotel Turista de Iquitos 2020.

2.3.2. Objetivos Específicos

1. Determinar una técnica para sustituir el procedimiento de empotramiento de pilotes de acero para la estabilización del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel Turistas de Iquitos 2020.
2. Utilizar el diseño de pilastras de concreto armado para aumentar la capacidad portante del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020.

2.4. Hipótesis

2.4.1. Hipótesis General

El diseño de pilastras de concreto armado puede estabilizar el suelo en zonas tropicales de la edificación ex Hotel de Turistas de Iquitos 2020.

2.4.2. Hipótesis Especificas

1. Aplicando la técnica de pilastras de concreto armado se puede estabilizar el suelo en zonas tropicales de la edificación Ex-Hotel Turistas de Iquitos 2020.
2. El diseño de pilastras de concreto armado puede aumentar de manera significativa la capacidad portante del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020.

2.5. Variables

2.5.1. Identificación de las variables

- **Variable independiente:** Diseño de pilastras de concreto armado.
- **Variable dependiente:** Capacidad Portante del Suelo.

2.5.2. Definición conceptual y operacional de las variables.

Variable independiente: Diseño de pilastras de concreto armado.

Definición conceptual.- El diseño de pilastras de concreto armado se conceptualiza como secuencia de pasos utilizando pilotes y la técnica constructiva del concreto armado o concreto reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras para estabilidad del suelo a cimentar sobre la edificación.

Definición operacional.- Se conceptualiza como el uso de pilotes y la técnica constructiva del concreto armado o concreto reforzado con barras o mallas de acero, llamadas armaduras para la estabilidad del suelo en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020.

Variable dependiente: Capacidad Portante del Suelo

Definición conceptual

Se denomina capacidad portante a la capacidad del terreno para soportar las cargas aplicadas sobre él. Técnicamente la capacidad portante es la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzcan un fallo por cortante del suelo o un asentamiento diferencial excesivo.

Definición operacional

Capacidad del terreno **en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos** para soportar las cargas aplicadas sobre él.

2.5.3. Operacionalización de las variables.

Variable independiente: Diseño de pilastras de concreto armado.

Indicadores

- Capacidad de carga de los Pilotes
- Estabilidad del suelo a cimentar sobre la edificación.
- Pilotes fabricados in situ.

Variable dependiente: Capacidad Portante del Suelo en zonas tropicales de la edificación.

Indicadores:

- Capacidad Portante del Suelo.
- Propiedades Mecánicas del Suelo.
- Densidad del Suelo.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

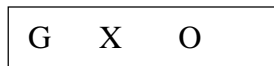
Tipo de investigación

Investigación de tipo Experimental, porque en esta investigación se manipuló intencionalmente la variable independiente del estudio (Diseño de pilastras de concreto armado) para estabilidad del suelo a cimentar sobre la edificación del Ex Hotel de Turistas de Iquitos.

En este tipo de investigación los diseños, se refiere a un estudio en el que se manipulan intencionalmente una o más variables independientes (supuestas causas antecedentes), para analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes (supuestos efectos consecuentes), dentro de una situación de control para el investigador (Fleiss, 2013; O'Brien, 2009 y Green, 2003), citado por (2).

Diseño

El diseño utilizado de tipo Pre Experimental



Donde:

G: Grupo

X: Experimento o tratamiento (V.I.)

O: Observación de resultados de la (V.D.)

3.2. Población y muestra

Población

Pilastras de concreto armado

Muestra

Pilastras de concreto armado utilizados para la estabilización de suelo en el ex Hotel de Turista de Iquitos.

3.3. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos.

Técnicas

Se aplicaron técnicas conforme a Norma Técnica E.050 (2018) Suelos y Cimentaciones que a continuación se describe:

Técnicas de Exploración de Campo

Descripción e identificación de suelos. Procedimiento visual - manual. NTP 339.150. Según el artículo 14.-Técnicas de exploración de Campo para ITS y EMS

Perforaciones Manuales y Mecánicas

Son sondeos que permiten reconocer la naturaleza y localización de las diferentes capas del terreno, así como extraer muestras del mismo y realizar ensayos in situ.

La profundidad máxima es 10 metros en perforación manual, limitación en perforación mecánica.

Método de Ensayo de Penetración Estándar (SPT) NTP 339.133.

Los Ensayos de Penetración Estándar (SPT) son aplicables según se indica en la Tabla 9.

Se prohíbe ejecutar ensayos SPT en el fondo de calicatas, Trincheras o cualquier tipo de excavación en suelos naturales, debido a la pérdida de confinamiento.

En el eventual caso de detectar Rellenos No Controlados a profundidades no mayores a 3 m, se permite retirar estos materiales hasta dejar una superficie de terreno natural sobre la que se inicia la ejecución de los ensayos SPT. En el caso que la profundidad sea mayor que 3 m, se debe cambiar el sistema de perforación a rotativo mecánico sin la necesidad de eliminar el Relleno No Controlado.

Método de ensayo normalizado para la auscultación con penetrómetro dinámico ligero de punta cónica (DPL) NTP 339.159

Las auscultaciones dinámicas son ensayos que requieren investigación adicional de suelos para su interpretación y no sustituyen al Ensayo de Penetración Estándar (SPT). Los parámetros obtenidos con este ensayo (N) deben ser obligatoriamente correlacionados con los parámetros de los ensayos SPT (N) en el terreno en el cual se está efectuando el **EMS**.

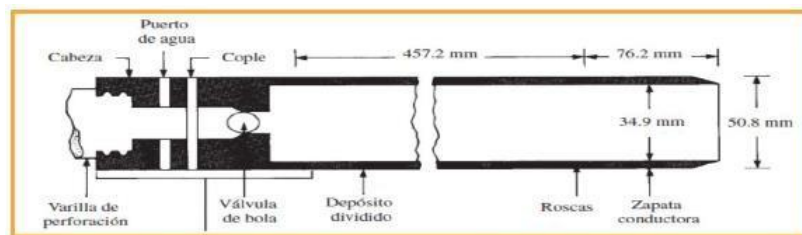
Se prohíbe ejecutar ensayos DPL en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación, debido a la pérdida de confinamiento. Se prohíbe emplear este tipo de ensayo a profundidades mayores de 3 metros.

Tabla 8. Norma Técnica E.060 (2018) Suelos y Cimentaciones.

TABLA 3 APLICACIÓN Y LIMITACIONES DE LOS ENSAYOS						
Ensayos In Situ	Norma Aplicable	Permitida			No Permitida	
		Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)	Parámetro a obtener(2)	Técnica de Exploración	Tipo de Suelo(1)
SPT	NTP 339.133	Perforación	Todos excepto gravas	N	Calicata	Gravas
CPT	NTP 339.148	Auscultación	Todos excepto gravas	qc, fc	Calicata	Gravas
DPSH	UNE 103 801:1994	Auscultación	Todos excepto gravas	N20	Calicata	Gravas
CTP	ANEXO III	Auscultación	Todos excepto gravas	Cn	Calicata	Gravas
DPL	NTP 339.159	Auscultación	SP, SW, SM (con limos no plásticos)	n	Calicata	Lo restante
Veleta de Campo(3)	NTP 339.155	Perforación/ Calicata	CL, ML, CH, MH. Para todos los casos con IP > 0 y saturados	Cu, St	---	Lo restante
Prueba de carga	NTP 339.153	---	Rocas blandas y todo tipo de suelo excepto gravas	Asentamiento vs. Presión	---	Gravas

Instrumentos

- SPT (Ensayo de penetración estándar)
Requiere los siguientes instrumentos:
 - Equipo de Perforación
 - Cuchara tipo Peck



- Martillo 140Lb (63.5kg)
- Tripote
- Motor
- Barras de perforación (tubo dividido)

-Cuerda

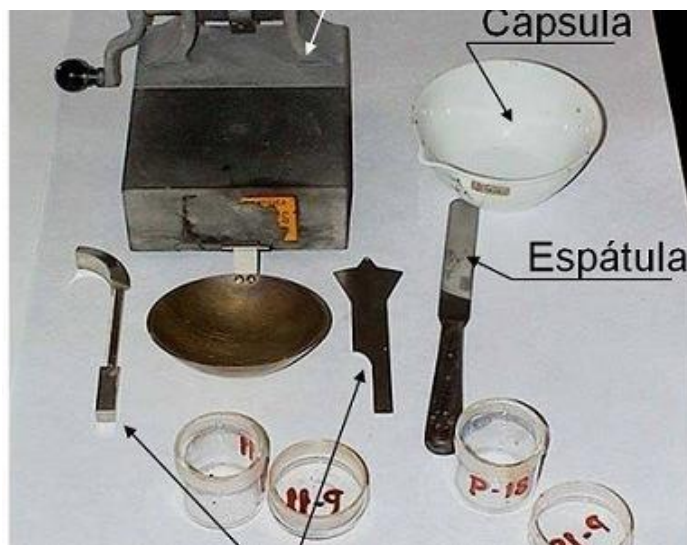
- DPL

-Martillo más ligero (10 kg)



ENSAYOS EN LABORATORIO

- Aparato Casagrande (LL, LP, IP)



- Tamiz para ensayo granulometría



- Horno para secado de muestras.



- Speedy, húmedometro



- Máquina para ensayos de Compresión (Rotura Probetas)



- Cono de Abrams



- Vibradora Concreto



Procedimientos

- ✓ Procesos para Memoria de Cálculo de Pilastras de Concreto.
 - Recolección de Datos de Campo y Laboratorio
Se obtuvieron los siguientes datos del ensayo SPT (1)
 - Profundidad 1.0m - 2.00m, $Q_{adm} = 0.77\text{kg/cm}^3$
 - Profundidad 2.0m - 4.00m, $Q_{adm} = 1.96\text{kg/cm}^3$

- Profundidad 4.0m - 6.00m, $Q_{adm} = 3.84\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 6.0m - 8.50m, $Q_{adm} = 2.07\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 8.5m - 10.20m, $Q_{adm} = 11.61\text{kg/cm}^3$

Se obtuvieron los siguientes datos del ensayo SPT (2)

- Profundidad 1.0m - 2.00m, $Q_{adm} = 0.77\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 2.0m - 4.00m, $Q_{adm} = 4.79\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 4.0m - 6.00m, $Q_{adm} = 3.15\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 6.0m - 8.20m, $Q_{adm} = 2.54\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 8.2m - 9.50m, $Q_{adm} = 8.65\text{kg/cm}^3$

Se obtuvieron los siguientes datos del ensayo SPT (3)

- Profundidad 1.0m - 2.00m, $Q_{adm} = 0.61\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 2.0m - 4.00m, $Q_{adm} = 2.75\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 4.0m - 6.00m, $Q_{adm} = 3.23\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 6.0m - 8.20m, $Q_{adm} = 1.31\text{kg/cm}^3$
- Profundidad 8.2m - 9.50m, $Q_{adm} = 10.76\text{kg/cm}^3$

- Recolección datos DPL.

M-1 (SPT 1)

- Profundidad: 1.2m - 2.70m.
- Porcentaje que pasa malla N° 200 es de 94.95%.
- En los ensayos realizados a las muestras obtuvieron $LL=39.01$, $LP=18.45$, el $IP=20.55$.
- El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 29.73%.
- Los ensayos realizados para el Peso Volumétrico de los Suelos dieron como resultado 1.88gr/cm^3 .

M-2 (SPT N° 01)

- Profundidad 2.70m - 4.05m.
- Porcentaje que pasa malla N° 200 es de 13.69%.
- El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 13.6%.

- Los ensayos realizados para el Peso Volumétrico de los Suelos dieron como resultado 1.77gr/cm^3 .

M-3 (SPT N° 01)

- Profundidad: 4.05m - 9.60m.
- Porcentaje que pasa malla N° 200 es de 4.75%
- En los ensayos realizados no se obtuvieron límites de consistencia.
- El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 11.25%.
- Los ensayos realizados para el Peso Volumétrico de los Suelos dieron como resultado 1.70gr/cm^3 .

M-4 (SPT N° 01)

- Profundidad: 9.60m - 10.20m.
- Porcentaje que pasa malla N° 200 es DE 30.50%.
- En los ensayos realizados se obtuvieron límites de consistencia.
- $LL = 44.82$, $LP = 20.33$ e $IP = 24.3$.
- El promedio del porcentaje de Humedad del Suelo es 11.25%.
- Los ensayos realizados para el Peso Volumétrico de los Suelos dieron como resultado 1.91gr/cm^3 .

- Datos obtenidos en laboratorio con muestras sacada por SPT.

Profundidad para diseño de pilastra 2.10m a 4.30m

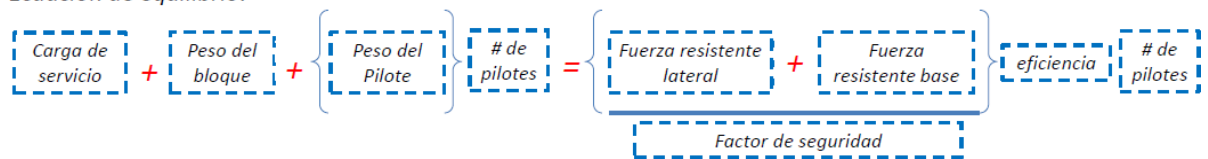
γ_s	Peso Específico Suelo	=	1.810	TN/m ³
γ_w	Peso Bloque de PILASTRA	=	1.643	TN
C_u	cohesión no drenada del suelo arcilla	=	1.15	Tn/m ²
C	cohesión para arena	=	0	Tn/m ²
D_p	Diámetro del pilote	=	0.6	m

A_p	área de la sección del pilote	=	0.283	m ²
p	perímetro de fuste	=	1.885	m
ΔL	Longitud empotrada	=	2.2	m
Q'	Carga de adm	=	926.64	Tn
q'	Esfuerzo Vertical	=	3.98	T/m ³
F.S.	FACTOR DE SEGURIDAD	=	3	
N° P.	Numero de Pilotes	=	32	
k	coeficiente de presión de tierra	=	0.47	
δ	ángulo de fricción suelo-pila	=	24	
ϕ	Angulo Fricción	=	32	
σ'_v	esfuerzo efectivo	=	1.17	T/m ²
N^*q	Factores Carga	=	81	
N^*c	Factores de Carga	=	0	

- Estimación de Capacidad de Carga Última (Fórmula General).

$$Q_{adm(neta)} = \frac{Q_{p(neta)} + Q_s}{FS}$$

Ecuación de equilibrio:



- Estimación de Carga Última por Punta (Q_p), Según Meyerhof's Method

Para Pilotes en Arena, $c' = 0$

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

Solo si cumple la condición, se tomará el Valor Q_p .

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

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

donde:

p_a = presión atmosférica

ϕ' = Ángulo de rozamiento efectivo del suelo del estrato portante

Para Pilotes en Arcilla, $\phi' = 0$

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

- Estimación de Carga Última por Punta (Q_s), Según Meyerhof's Method

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

p = perímetro del Fuster.

L = Longitud del Fuster.

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

K = coeficiente efectivo de la tierra

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración

δ = ángulo de fricción entre suelo y pilote

- Estimación de Carga Última por Punta (Q_p), Según Vesic's Method (1977)

Para Pilotes en Arena

$$Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N^*$$

$$N^* = \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_0)}$$

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right) q'$$

K_0 = earth pressure coefficient at rest = $1 - \sin \phi'$

- Estimación De Carga Ultima En Suelo Granular (Q_s), Según Borms (1966)

$$Q_s = 1/2 K_s \gamma (z_1 + z_2) \tan \delta A_s$$

Donde A_s es el área empotrada de z_1 a z_2 . Si el pilote está parcialmente sumergido, las contribuciones por encima y por

debajo del nivel freático deben calcularse separadamente. Los valores de K_s y δ presentados por Broms (1966) se presentan en la Tabla 9. Estos valores son válidos hasta un valor de fricción lateral f de 110 KN/m^2 , que es el valor máximo que puede ser usado para pilotes de sección constante.

Cuando se calcula la resistencia por fricción y por punta en pilotes excavados en suelo granular, deberá asumirse siempre una densidad Relativa baja, independientemente del estado inicial del suelo.

Tabla 9. Valores K_s según Broms.

Material del pilote	δ	K_s	
		Densidad relativa baja ($\delta \leq 35^\circ$)	Densidad relativa alta ($\phi > 35^\circ$)
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	$3/4\phi$	1.0	2.0
Madera	$2/3\phi$	1.5	4.0

Procedimientos constructivos para las pilastras de concreto.

1. Se construye la estructura de acero correspondiente al diseño, con acero de $\phi 1/2''$ y estribos de $\phi 3/8''$. Se llevan a la zona cercana donde serán ubicadas las pilastras.
2. Se inicia el proceso, trazando los puntos en los que se ubican las pilastras de acuerdo a la distribución dada por la memoria de cálculo.
3. Luego se inicia con la excavación de la pilastra de 0.60m de diámetro y 2.30m de profundidad. El proceso tarda un promedio de 1 hora con 20 min. Mientras se inicia con la elaboración del concreto para la pilastra de concreto; de acuerdo con el diseño de mezcla.

4. Después se procede con el vaciado de 0.65m^3 de concreto $f'c$ 210kg/cm^2 . Se inicia con 6 buggy de concreto y después se coloca la estructura de acero que necesita de acuerdo al diseño; se vibra la mezcla el tiempo necesario; luego se procede a vaciar los 6 buggy restantes hasta llegar al nivel del solando, dejando 50 cm de acero sobre la superficie con unos ganchos de 30 cm de doblez.

Procedimiento en la toma de muestra para realizar el perfil estratigráfico.

La toma de muestra para análisis fue a través de cuchara de SPT, se tomaron varias muestras para analizar y realizar el perfil estratigráfico.

- M-1 (SPT N° 01)

Profundidad: 1.2m - 2.70m

Descripción de Muestra: Arcilla inorgánica, de color anaranjado, húmeda, porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-6 (12).

- M-2 (SPT N° 01)

Profundidad 2.70m - 4.05m.

Descripción de Muestra: Arena Limosa de color beige, húmeda, porcentaje de partículas finas, clasificada como (SM) A-2-4(0)

- M-3 (SPT N° 01)

Profundidad: 4.05m - 9.60m.

Descripción de Muestra: Arena Mal Graduada de color beige, húmeda, porcentaje reducido de partículas finas, clasificadas como (SP) A-3 (0).

- M-4 (SPT N° 01)

Profundidad: 9.60m - 10.20m.

Descripción de Muestra: Arcilla Inorgánica de color gris oscuro, húmedo, porcentaje apreciable de partículas finas, de baja plasticidad, clasificada como (CL) A-7-6 (15).

Ensayo

Los ensayos se realizaron para muestreo de las propiedades físicas y mecánicas del Suelo; como también de las propiedades mecánica de la estructura de del concreto usado en las pilastras.

Ensayos realizados al Suelo:

- SPT (NTP 339.133) Ensayo de Penetración Estándar.
Permite: Perforación en suelos, excepto en Grabas.
Parámetros a obtener: N° de Golpes.
Se prohíbe el uso de este ensayo en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación en suelos Naturales, debido a la perdida de confinamiento.
- DPL (NTP 339.159) Ensayo normalizado con penetrometro dinámico ligero de punta cónica.
Permite: Auscultación y en suelos (SP), (SW), (SM)-con limos no plásticos.
Se prohíbe el uso de este ensayo en el fondo de calicatas, trincheras o cualquier tipo de excavación en suelos Naturales, la profundidad de exploración no debe exceder de 3.00 m.

- Ensayo normalizado para determinación de la resistencia a la Compresión del Concreto, en muestras cilíndricas. (NTP 339.034)

Los especímenes cilíndricos son de 150 mm x 300mm; rango promedio de resistencia es de 17.0Mpa a 90 Mpa.

3.4. Procesamiento y análisis de Datos

Para el procesamiento de los datos obtenidos de los ensayos se realizará utilizando el software estadístico Excel de Windows.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1 Resultados

4.1.1. Datos Generales del Área de Estudio.

El lugar donde se ubica el terreno para el estudio de suelos con fines de cimentación del proyecto se encuentra ubicado en el Malecón Tarapacá s/n (entre el Jr. Putumayo y Jr. Napo, del Distrito de Iquitos, Provincia de Maynas, Departamento de Loreto.

Área que abarca la magnitud del proyecto es de 543.85 m².

4.1.2. Cálculo Capacidad Portante

4.-ESTIMACION DE CARGA ULTIMA POR PUNTA(Q_p), SEGÚN VESIC'S METHOD (1977)

Para Pilotes en ARENA

$$Q_p = A_p q_p = A_p \bar{\sigma}'_o N_{\sigma}^*$$

$$\bar{\sigma}'_o = \left(\frac{1 + 2K_o}{3} \right) q'$$

>>> $\bar{\sigma}'_o = 2.58$

$Q_p =$

$Q_p = 91.20 \text{ Tn}$

$K_o = \text{earth pressure coefficient at rest} = 1 - \sin \phi' >>> 0.470081$

$$N_{\sigma}^* = \frac{3N_q^*}{(1 + 2K_o)}$$

$N_{\sigma}^* = 125.2473$

4.-ESTIMACION DE CARGA ULTIMA POR FRICCIÓN(Q_s), SEGÚN VESIC'S METHOD (1961)

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

$$f = K \sigma'_v \tan \delta$$

$Q_s =$

$Q_s = 1.02 \text{ Tn}$

$K = \text{coeficiente efectivo de la tierra}$

$\sigma'_v = \text{esfuerzo vertical efectivo a la profundidad bajo consideración}$

$\delta = \text{ángulo de fricción entre suelo y pilote}$

Los valores de δ dados por varios investigadores parecen estar en el rango de 0.5ϕ a 0.8ϕ . Se requiere buen juicio al escoger el valor de δ . Para pilotes hincados de gran desplazamiento, Bhusan (1982) recomendó

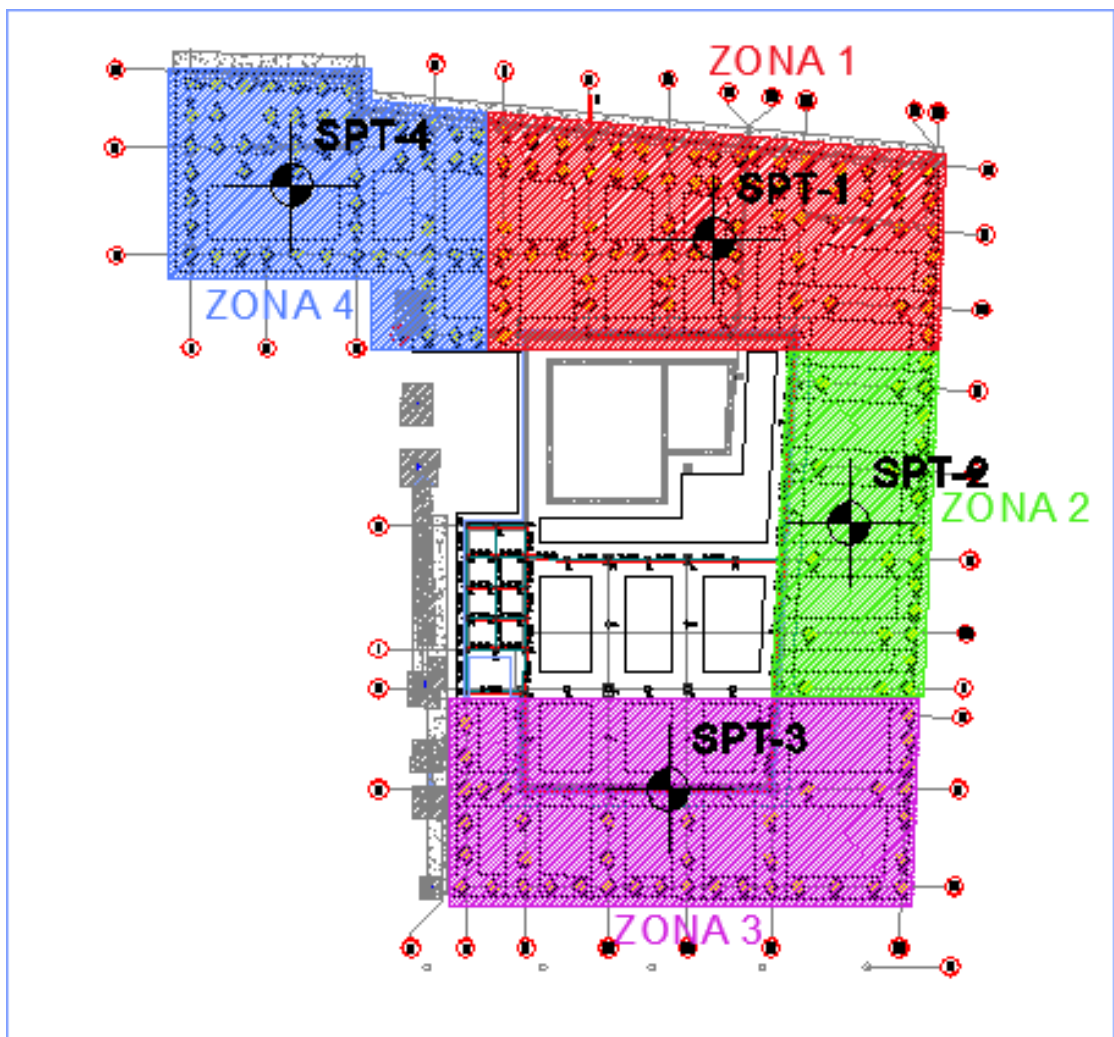
$f = 0.245$

4.1.3. Descripción de Reforzamiento

El reforzamiento del suelo de cimentación se describe mediante la identificación de cuatro zonas de reforzamiento.

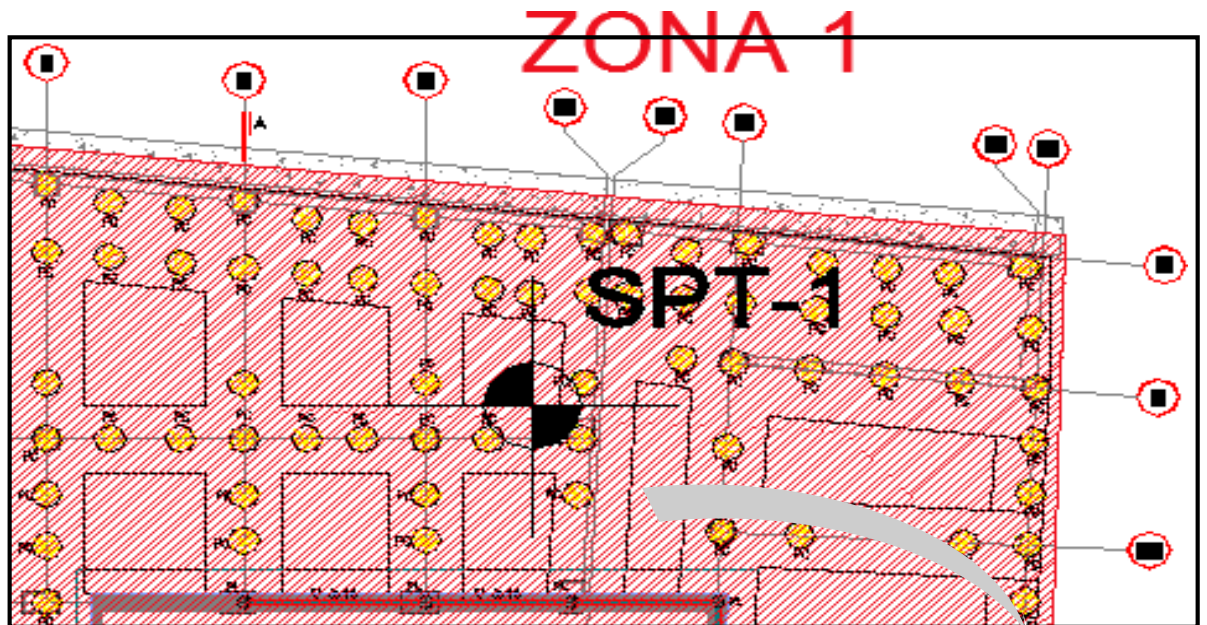
ESPECIFICACIONES GENERALES

El reforzamiento de suelos fue realizado en función a cuatro (04) ensayos SPT, distribuidos adecuadamente en el terreno donde se construye el nuevo edificio del Ex Hotel de Turistas de Iquitos. A continuación, se describe y detalla los siguientes alcances:

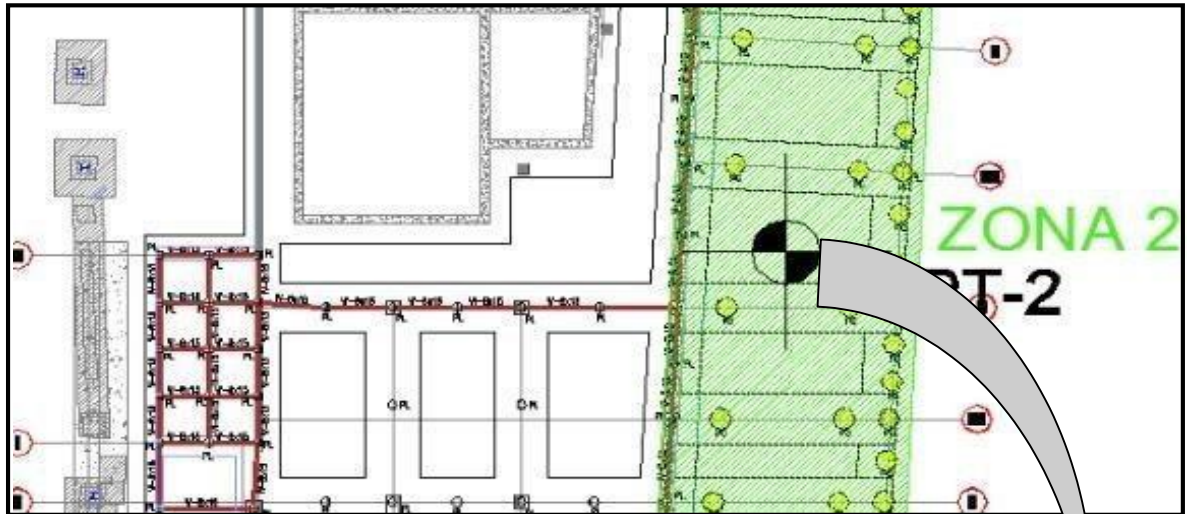


ZONIFICACION DE AREA DE INFLUENCIA DE LOS ENSAYOS SPT

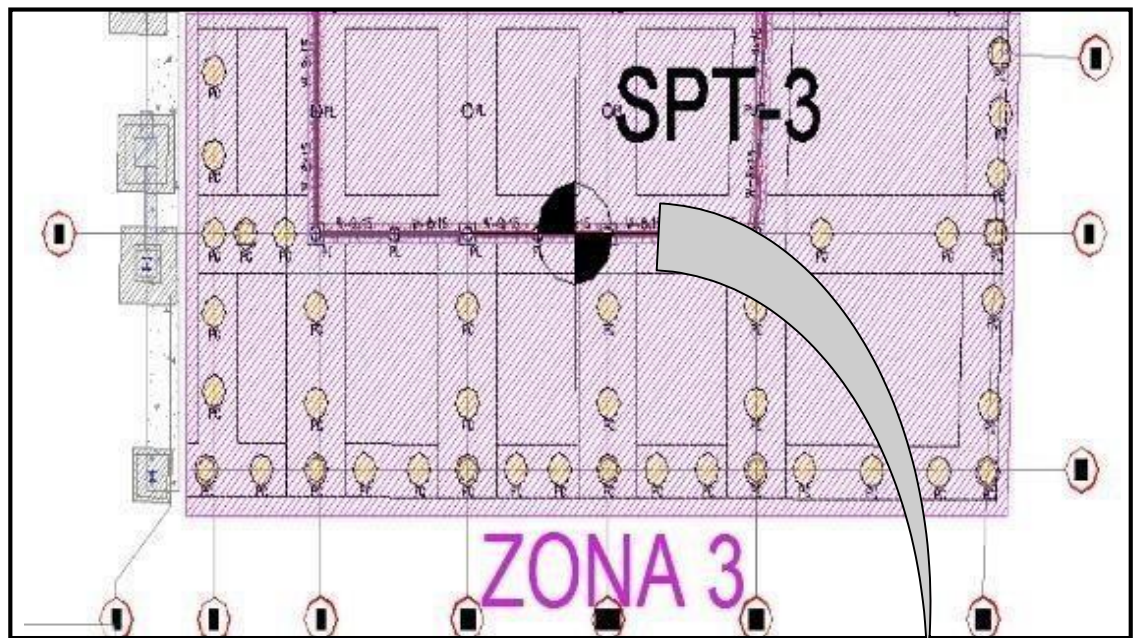
1. El reforzamiento de Suelos en la zona 1, corresponde al área de influencia del SPT-1; la misma que comprende la instalación de 23 pilastras de concreto armado; tal como se encuentra distribuido en el plano de distribución y detalles, Lamina N°01. (Ver zonificación para cimiento de pilastra.)



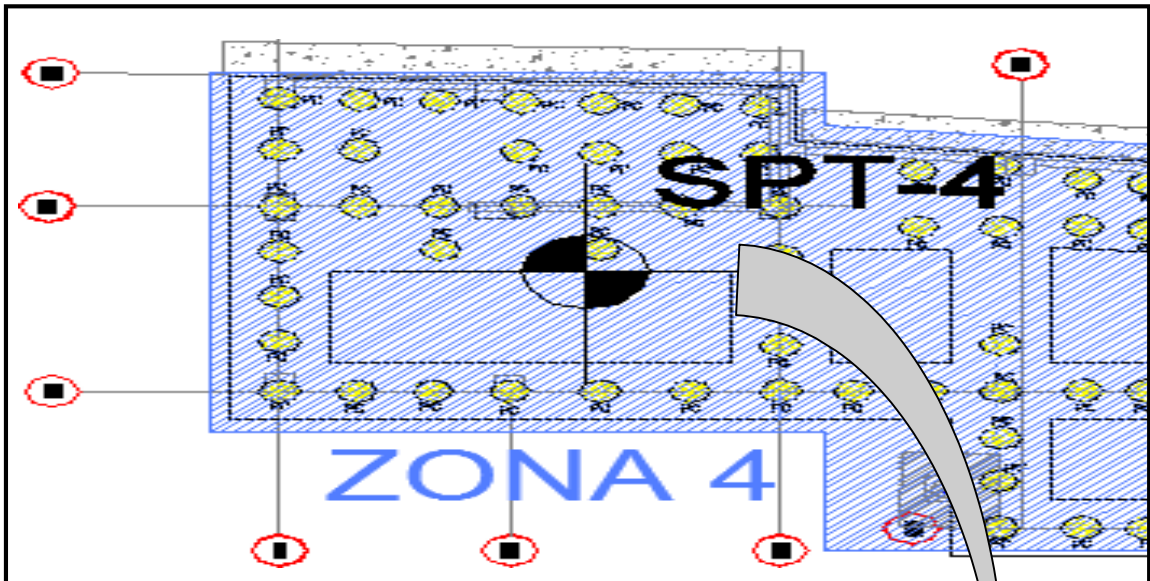
2. El reforzamiento de Suelos en la zona 2, corresponde al área de influencia del SPT-2; la misma que comprende la instalación de 72 pilastras de concreto armado; tal como se encuentra distribuido en el plano de distribución y detalles, Lamina N°01. (Ver zonificación para cimiento de pilastra.)



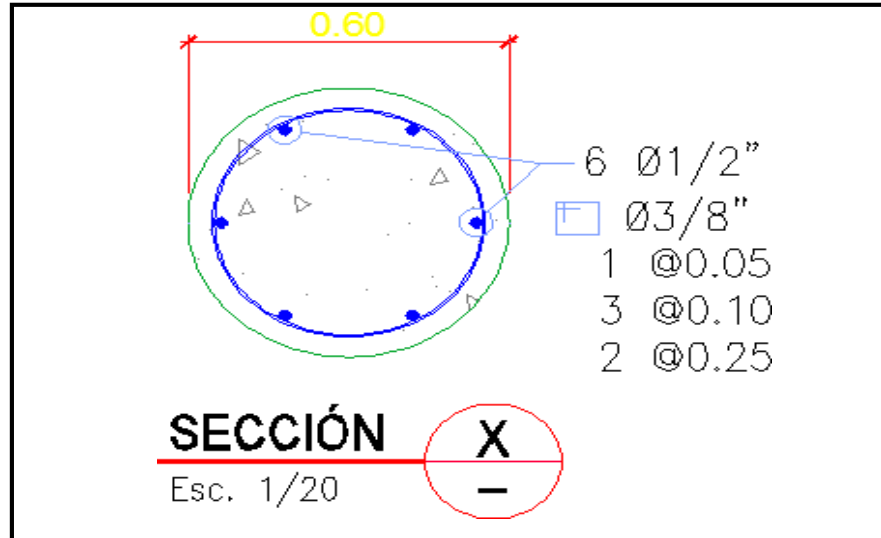
3. El reforzamiento de Suelos en la zona 3, corresponde al área de influencia del SPT-3; la misma que comprende la instalación de 39 pilas de concreto armado; tal como se encuentra distribuido en el plano de distribución y detalles, Lamina N°01. (Ver zonificación para cimiento de pilas.)



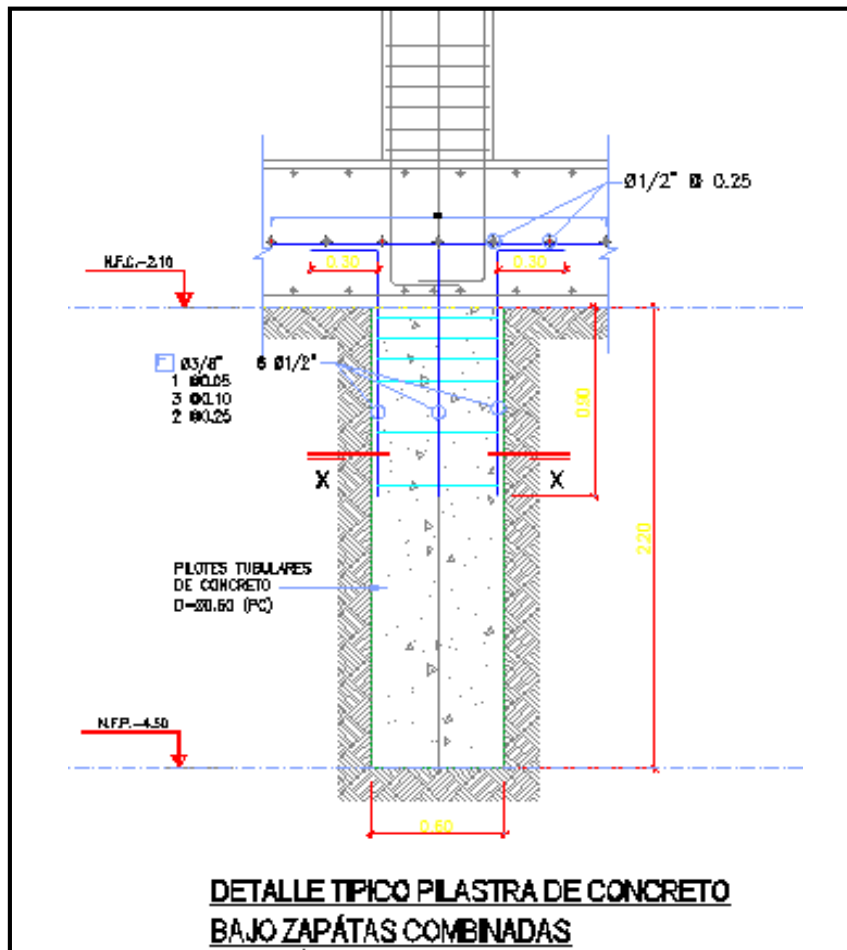
4. El reforzamiento de Suelos en la zona 4, corresponde al área de influencia del SPT-4; la misma que comprende la instalación de 54 pilas de concreto armado; tal como se encuentra distribuido en el plano de distribución y detalles, Lamina N°01. (Ver zonificación para cimiento de pilas.)



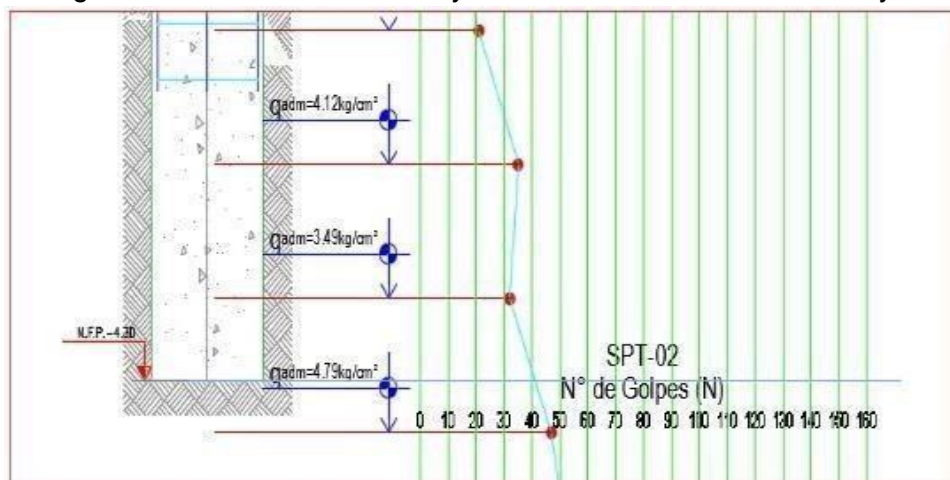
5. Todas las pilastras son de diámetro de 0.60 m, concreto $f'c = 210$ kg/cm² y refuerzo de acero $6\text{Ø}1/2''$ y estribos de $3/8''$. Ver detalle en planos.



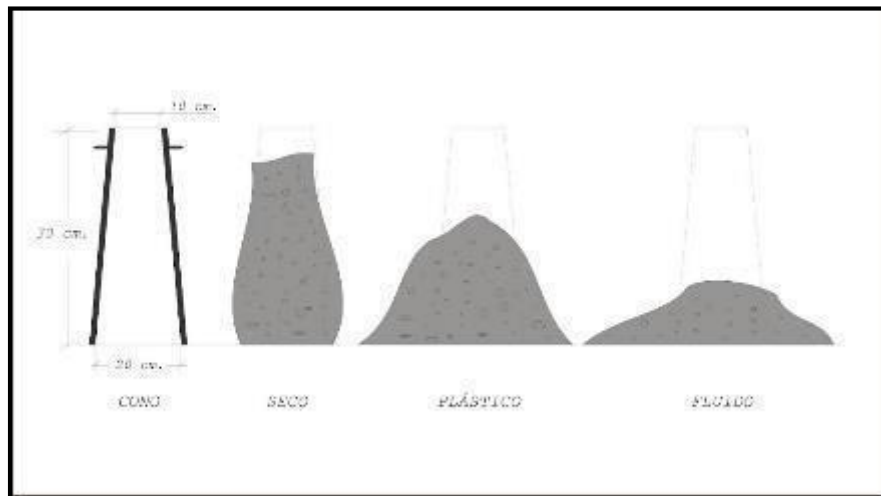
6. La longitud de todas las pilastras es de 2.20 m, iniciando su estructura en el nivel -2.10 m.



7. Las pilastras estarán apoyadas en el suelo natural correspondiente a un $N_{corr} \geq 28$ golpes. Los mismos que estarán referenciados en las gráficas del estudio de suelo y detallado en las láminas N° 02 y 03.



8. Todas las pilastras tienen un $Q_{adm} = 29.52 \text{ ton/pilastra}$. La carga admisible considera un factor de seguridad $F.S = 3$.
9. El concreto para las pilastras deberá tener un slump como mínimo de 6" (fluida), para facilitar su colado y acomodo de la armadura de acero.



4.1.4 Resistencia a Compresión del Concreto usado en la estructura de la pilastra.

Pilastra Sótano - Ex Hotel Turistas Iquitos Laboratorio:

- Laboratorio de Mecánica de suelos y concreto de Universidad Científica del Perú.

Resultado de diseño $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

- A 4 días dio una resistencia promedio de 212.4 kg/cm^2



UNIVERSIDAD CIENTÍFICA DEL PERÚ
LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS
Y ENSAYOS DE MATERIALES



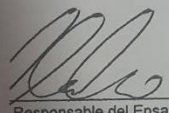
OBJETO : CONSTRUCCIÓN HOTEL TURISTAS
UBICACIÓN : MALECÓN TARAPACA N°128
SOLICITANTE : ING. MIGUEL ROBALINO OSORIO
IDENTIFICANTE : ING. MIGUEL ROBALINO OSORIO
FECHA : SAN JUAN, 24 DE ABRIL DE 2018.


ENSAYO DE COMPRESIÓN
ASTM C - 39

de Diseño : 210 Kg/cm²

Identificación	Fecha de Vaciado	Fecha de Ensayo	Edad (días)	Diam. (cm)	Carga Max.(KN)	Carga Max.(Kg)	Area (cm ²)	Res. Obt. (Kg/cm ²)	Promedio de resistencia
PILOTE SÓTANO PJ-10	19/04/2018	23/04/2018	4	14.95	328.71	33,519	175.54	191	212
PILOTE SÓTANO PJ-10	19/04/2018	23/04/2018	4	15.32	419.51	42,778	184.33	232	

OBSERVACIONES : - Los Ensayos se realizaron según las Normas ASTM C-39 y N.T.P. 339.034.
ESPECIFICACIONES : - Las probetas se ensayaron utilizando una capa de econocap en la parte superior e inferior.
 - Las probetas fueron moldeadas e identificadas por el solicitante.
 - El Laboratorio solo se responsabiliza por el ensayo y determinación del resultado.
RESULTADOS : - Con un promedio de resistencia a la compresión de $f_c = 212 \text{ Kg/cm}^2$.

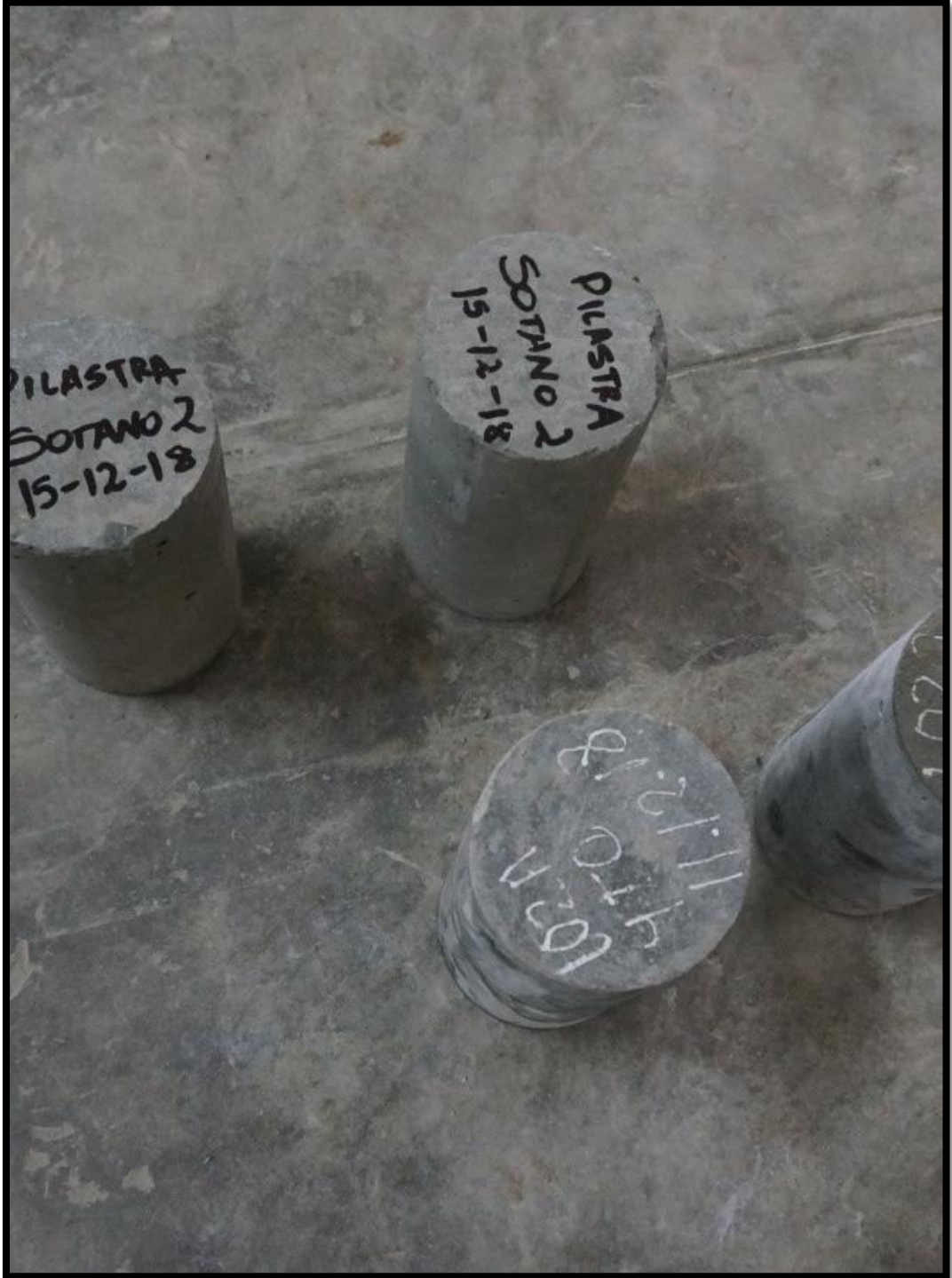

 Responsable del Ensayo
 Tco. Karol Cisowski




 Universidad Científica del Perú
 Laboratorio Mecánico de Suelos
LILIANA BAUTISTA SERPA
 CIP N° 43823
 INGENIERO

V.B° Jefe de Laboratorio

F. 8001 - 365



CAPÍTULO V: DISCUSIÓN, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Discusión

En el estudio se identificó tres significativas ventajas del uso de pilastras de concreto armado respecto con respecto al uso de pilotes convencionales de acero que son:

- Un mejor rendimiento en el avance de la obra, ya que se tenía un avance diario promedio de 6. respecto a un avance diario promedio de pilotes de 2.
- La poca o nula incidencia del proceso constructivo de estas cimentaciones profundas en la integridad de las cimentaciones superficiales aledañas.
- La mayor rentabilidad que ofrece el uso de esta técnica evidenciada en el análisis de precio unitario mostrado anteriormente.
- El uso de pilastras de concreto armado significaron un ahorro considerable al presupuesto del proyecto en la parte del presupuesto de estructuras.

Los resultados encontrados se alinean con la literatura de Braja, quien manifiesta que los términos pilote de tubo llenado con concreto, pilar, pila perforada y pilar perforado se utilizan con frecuencia indistintamente en la ingeniería de cimentaciones; esto se refiere a una pila colocada que tiene un diámetro de aproximadamente 750 mm o más, con y sin refuerzo de acero y con o sin un fondo ensanchado. En ocasiones el diámetro puede ser tan pequeño como de 305 mm (12).

5.2. Conclusiones

- Se ha determinado que, con un correcto estudio de suelos y un acertado cálculo estructural, se podrá diseñar una idónea cimentación para estructuras que sobrepasen los 4 niveles en la ciudad de Iquitos.
- Se concluye que el uso de pilastras de concreto armado mejoraron el comportamiento y características mecánicas de los suelos en el área proyectada, logrando una densificación del estrato donde se ubicaron las pilastras para que se aumente su capacidad portante.
- El uso de pilastras de concreto armado significaron un ahorro considerable al presupuesto del proyecto en la parte del presupuesto de estructuras.
- Los resultados obtenidos hasta el día de hoy se visualizan en el óptimo estado de la infraestructura en la actualidad, teniendo en cuenta que la estructura recibió las ondas sísmicas en mayo del 2019.
- Gracias al uso de esta técnica de cimentación profunda, se pudo dar solución al problema encontrado con respecto a la vibración y la inestabilidad de los cimientos vecinos ante el hincado de pilotes de acero usados anteriormente.
- La distribución de pilastras ejecutadas permitió una correcta distribución de cargas de la estructura para el suelo.

5.3 Recomendaciones

- Se recomienda siempre realizar un estudio de suelos con un especialista capacitado y que conozca las condiciones climatológicas y morfológicas de la zona para obtener óptimos resultados en el estudio de mecánica de suelos de acuerdo a la norma estipulada.
- Planificar los trabajos a realizar de acuerdo a la técnica de cimentación que se tiene proyectado a ejecutar, para que no se encuentre problema alguno en el área de trabajo, así como en este caso sucedió con el hincado de pilotes.
- Trabajar de manera segura con los EPPs necesarios para así poder evitar cualquier tipo de accidentes, ya que son trabajos que se deben ejecutar de manera segura para salvaguardar la integridad del personal operario.
- Siempre contar con un profesional en campo para que asesore de manera constante estos trabajos escalonados para cimentaciones profundas.
- Se recomienda reforzar las cimentaciones, taludes y otras construcciones aledañas, antes de iniciar con los trabajos de excavaciones e instalación de las pilastras. A fin de evitar problemas potenciales de derrumbes
- Se recomienda realizar una prueba de instalación de la pilastra en el suelo de fundación, para definir el proceso constructivo más adecuado
- Las excavaciones para el colado de las pilastras deberán ser ubicadas con una separación mínima de 2m de eje a eje, para

evitar problemas de la alteración del suelo, vibración y fraguado del concreto.

- Al iniciar la excavación, se deberá culminar la instalación de las pilastras en una sola jornada; es decir, no se prolongará el proceso de excavación a días posteriores.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. **Braja M., Das.** *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. D. F., México : International Thomson Editores, 2001.
2. **Hernandez Sampieri, Roberto, Fernández Collado, Carlos y Baptista Lucio, Pilar.** *Metodología de la Investigación*. México : Mc Graw Hill, 1997.
3. **Braja M., Das.** *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*. s.l. : Cengage Learning Editores, 2012.
4. —. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. s.l. : Cengage Learning Editores, 2001.
5. **Suárez Díaz, Jaime.** *Deslizamientos y Estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucaramanga, Colombia : Ingeniería de Suelos Ltda., 1998.
6. **Ministerio de Vivienda.** Normas Legales, Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma Técnica de Edificaciones E-050, Suelos y Cimentaciones. *Diario "El Peruano"*.
7. **Terzaghi, Karl, Peck, Ralph B. y Gholamreza, Mesri.** *Ingeniería de Cimentaciones*. 1998.
8. **Robalino Osorio, Miguel Ángel.** *Comportamiento de los Suelos Tropicales de Selva*. Lima : Universidad Ricardo Palma, 1995.
9. **Carrillo Gil, Arnaldo.** *Propiedades de los Suelos Tropicales del Perú*. Bucaramanga, Colombia : X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, 1995.
10. **Alva Hurtado, Jorge Elías.** *Características Geotécnicas de los Suelos*. 1995.
11. **Urbina Palacios, Rodrigo Fabián.** *Guía para el diseño de pilotes*. Piura : s.n., 2004.

Anexo 1. Matriz de consistencia

Título: “DISEÑO DE PILASTRAS DE CONCRETO ARMADO PARA ESTABILIZACIÓN DE SUELOS EN ZONAS TROPICALES DE LA EDIFICACION EX HOTEL TURISTAS DE IQUITOS 2020”				
Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología de la investigación
<p>Problema general</p> <p>¿Cuál es el diseño de pilastras de concreto armado para estabilización de suelos en zonas tropicales de la edificación ex Hotel Turista de Iquitos 2020?</p> <p>Problemas específicos</p> <p>¿Qué técnica puede sustituir el procedimiento de empotramiento de pilotes de acero para la estabilización del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel Turistas de Iquitos 2020?</p> <p>¿Cómo el diseño de pilastras de concreto armado aumenta la capacidad portante del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020?</p>	<p>Objetivo General</p> <p>Diseñar pilastras de concreto armado para estabilización de suelos en zonas tropicales de la edificación ex Hotel Turista de Iquitos 2020.</p> <p>Objetivos Específicos</p> <p>Determinar una técnica para sustituir el procedimiento de empotramiento de pilotes de acero para la estabilización del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel Turistas de Iquitos 2020.</p> <p>Utilizar el diseño de pilastras de concreto armado para aumentar la capacidad portante del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020</p>	<p>Hipótesis General</p> <p>El diseño de pilastras de concreto armado puede estabilizar el suelo en zonas tropicales de la edificación ex Hotel de Turistas de Iquitos 2020.</p> <p>Hipótesis Específicas</p> <p>Aplicando la técnica de pilastras de concreto armado se puede estabilizar el suelo en zonas tropicales de la edificación Ex-Hotel Turistas de Iquitos 2020.</p> <p>El diseño de pilastras de concreto armado puede aumentar de manera significativa la capacidad portante del suelo de fundación en la edificación Ex-Hotel de Turistas de Iquitos 2020.</p>	<p>Variable independiente: Diseño de pilastras de concreto armado.</p> <p>Variable dependiente: Capacidad Portante del Suelo.</p>	<p>Tipo de investigación</p> <p>Experimental,</p> <p>Diseño</p> <p>Pre experimental G X O</p> <p>Población</p> <p>Pilastras de concreto armado</p> <p>Muestra</p> <p>Pilastras de concreto armado Para la estabilización del suelo en el ex Hotel de Turistas de Iquitos</p>

Anexos – Desarrollo del proyecto



Se empieza los trabajos para el EMS en el área proyectada.



Se realiza el ensayo de SPT-4 para la zona de reconstrucción del hotel.



Tesista Alex Saavedra verificando la armadura de las pilastras.



Proceso de trazos de ubicación de pilastras de acuerdo a distribución dada por la memoria de cálculo.



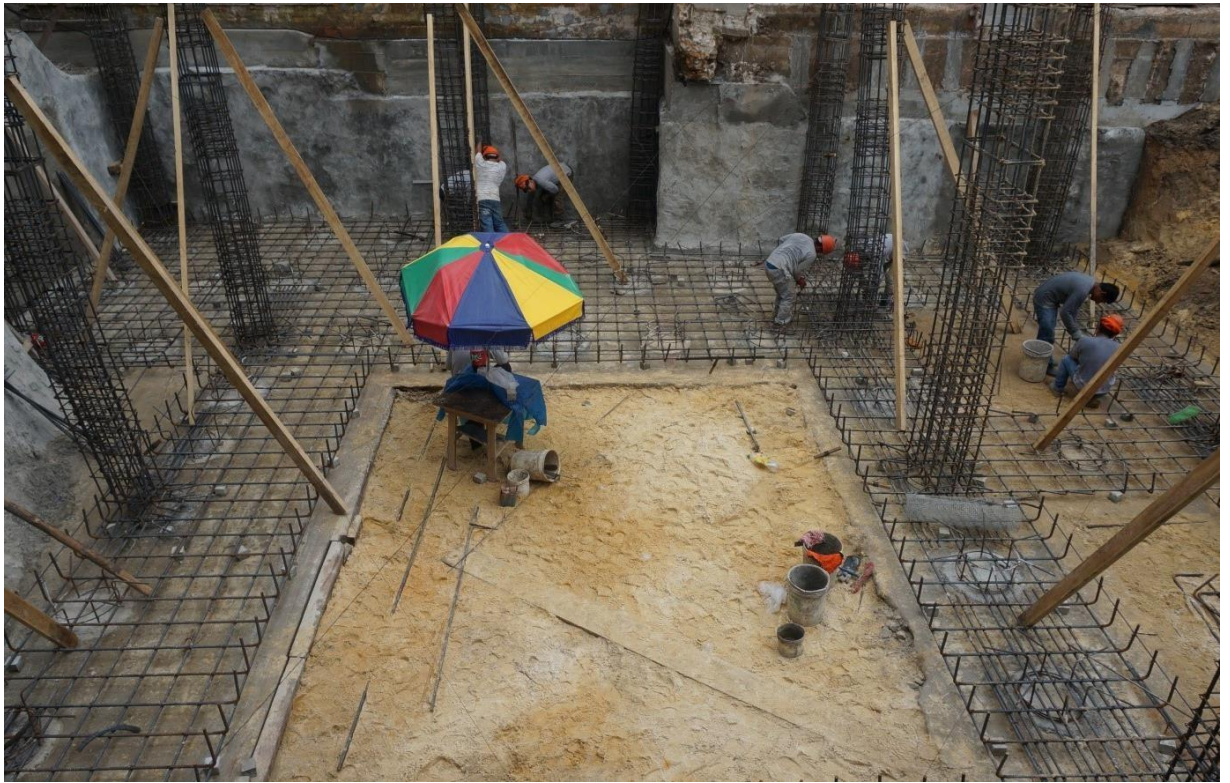
Proceso de excavación manual de pilastras de concreto, el proceso tarda aproximadamente entre 1 hora y 1.5 horas por cada pilastra.



Se inicia con el vaciado de concreto, luego con el vibrado de la mezcla, después de sexto buggy.



Pilastras vaciadas con su anclaje en la parte superior



Se deja el anclaje respectivo para el empalme con el acero de las zapatas de la cimentación.



Armado de Zapatas corridas sobre anclaje de pilastras de concreto. Alex Saavedra presente en el proceso.



Tesistas. Alex Saavedra y Gerardo Guillen, presentes en los procesos constructivos de las pilastras de concreto armado (Zona ZPT 4)



Se realizó ensayo resistencia a la compresión para el concreto vaciado en las pilastras con un $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$.



Se deja el anclaje respectivo para el empalme con el acero de las zapatas de la cimentación de toda la estructura.



Inicio de trabajos de habilitación de acero para las columnas proyectadas desde la cimentación.



Proceso constructivo de la losa aligerada del tercer nivel de la edificación.



Tesista Alex Saavedra en el último nivel de la infraestructura.



Fotografía actual del Hotel de Turistas Iquitos (2021).