

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE CIMENTACIÓN PROFUNDA DE UN CENTRO COMERCIAL
CON PILOTES EXCAVADOS Y MICROPILOTES**

Tesis para optar el título profesional de INGENIERO CIVIL

AUTOR

Diego Elías Céspedes Alcázar

ASESOR

Guillermo José Zavala Rosell

LIMA, ABRIL, 2020

RESUMEN

Dos de las opciones de cimentaciones profundas más usadas para la transferencia de cargas a suelos de bajos esfuerzos admisibles son: los pilotes excavados y los micropilotes. Las dos opciones tienen diferencias en su capacidad estructural individual, en los materiales usados y en los procedimientos de construcción. Dichas diferencias tienen un impacto en el costo directo y en el plazo de ejecución de dichas opciones de cimentación profundas. El objetivo principal de esta tesis es hacer una comparación técnica, del costo directo, y de los tiempos de ejecución, y en base a ello obtener la opción de cimentación profunda más eficiente para una zapata del centro comercial de la ciudad de Tumbes. La metodología de la presente tesis plantea un análisis comparativo entre las dos opciones basadas en los resultados obtenidos del diseño estructural, geotécnico y de su incidencia en el costo directo y plazo de ejecución. Se identifica un perfil estratigráfico para la zapata más cargada que incluye suelos arcillosos y arenosos de bajos esfuerzos admisibles, los cuales según el análisis de licuefacción son licuables hasta una profundidad de 13.3 metros con respecto del nivel del terreno. Esta condición implica que se debe de utilizar cimentaciones profundas para cimentar la estructura. Utilizando las solicitaciones de carga vertical de la estructura, se diseñó la cimentación profunda de una zapata utilizando las siguientes dos opciones: pilotes excavados y micropilotes. Con el diseño se obtuvo los costos y tiempos de ejecución de cada solución. Las partidas más importantes son la perforación, el suministro y colocación del concreto y mortero, y el suministro y colocación de la armadura. El análisis comparativo realizado indica que el diseño con pilotes excavados es 61.6% menos costoso que el diseño con micropilotes e implica un plazo de ejecución 30.8% más corto que la opción de cimentación con micropilotes. Por lo tanto, dicha opción de cimentación profunda es más eficiente y se deberá hacer uso para cimentar las zapatas del proyecto.

AGRADECIMIENTOS

Esta tesis es producto del esfuerzo y dedicación que me inculcaron mis padres. Les agradezco por su apoyo durante toda mi carrera universitaria. A mi hermana, por hacerme reír durante las amanecidas en las que escribí este trabajo de investigación.

A mi asesor de tesis, su guía y apoyo permitió la culminación del presente documento.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 REVISIÓN DE LITERATURA.....	2
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA GENERAL	4
1.4 OBJETIVOS	4
1.5 HIPÓTESIS	5
1.6 ALCANCES.....	5
1.7 JUSTIFICACIÓN	5
1.8 METODOLOGÍA	6
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	8
2.1 MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL	8
2.2 MARCO TEÓRICO METODOLÓGICO.....	15
CAPÍTULO 3. PROYECTO Y ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN.....	40
3.1 PROYECTO.....	40
3.2 ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN PARA PERFIL WB-3	42
CAPÍTULO 4. DISEÑO DE PILOTES EXCAVADOS.....	52
4.1 SELECCIÓN DEL ELEMENTO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	52
4.2 ESTIMACIÓN DE LA LONGITUD Y DIÁMETRO DEL PILOTE	52
4.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA, ADMISIBLE Y NÚMERO DE PILOTES EXCAVADOS	55
4.4 DISTRIBUCIÓN Y CAPACIDAD DE CARGA DE GRUPO DE PILOTES	56
4.5 FACTORES DE SEGURIDAD PARA PILOTES PRE EXCAVADOS.....	59
CAPÍTULO 5. DISEÑO DE MICROPILOTES	61
5.1 SELECCIÓN DEL ELEMENTO Y PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN	61
5.2 ESTIMACIÓN DE LA LONGITUD Y DIÁMETRO DEL MICROPILOTE	61
5.3 CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA, ADMISIBLE Y NÚMERO DE MICROPILOTES.....	67
5.4 CAPACIDAD DE CARGA GRUPO DE MICROPILOTES DE 17.3 M DE LONGITUD.....	67
CAPÍTULO 6. COMPARACIÓN DE TIPOS DE CIMENTACIÓN	69
6.1 COMPARACIÓN TÉCNICA.....	69
6.2 COMPARACIÓN ECONÓMICA	69
6.3 COMPARACIÓN EN TIEMPOS DE EJECUCIÓN	74
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	76
7.1 CONCLUSIONES	76
7.2 RECOMENDACIONES	78
REFERENCIAS	79
ANEXO	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Hincado de pilotes	10
Figura 2. Perforadora con core barrel.....	11
Figura 3 .Perforación sin entubación.....	12
Figura 4 .Perforadora Bauer BG 28v introduciendo la camisa metálica	13
Figura 5. Micropilotes en área restringida para Megacentro Chimbote	14
Figura 6 . Resultados del análisis de respuestas de 2153 combinaciones de las condiciones del terreno y del movimiento del terreno con el método recomendado de Seed and Idriss (1971) y el método propuesto por Seed et al (2003).....	17
Figura 7. Magnitud recomendada en relación con el peso del factor de duración en función a $N_{1,60}$	19
Figura 8. Valores recomendados de C_R	20
Figura 9. Ábacos para el cálculo de q_s para arcillas y limos	31
Figura 10. Ábacos para el cálculo de Q_s para arenas y gravas	32
Figura 13. Factor de seguridad para sismo severo vs profundidad de análisis.....	50
Figura 14. Valores de CSR Y CRR vs profundidad de análisis para sismo severo	50
Figura 15.Distribución de los pilotes.....	56
Figura 16. Distribución de los micropilotes	68
Figura 17.Cronograma de tareas para Pilotes pre excavados.....	75
Figura 18.Cronograma de actividades para Micropilotes	75

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Factor de capacidad de carga (N_q)	28
Tabla 2. Adherencia en arcillas	29
Tabla 3. Tabla de coeficientes de seguridad	32
Tabla 4. Coeficientes F_c y F_ϕ	35
Tabla 5. Reducción de espesor de armadura por corrosión, r_e (mm)	37
Tabla 6. Coeficiente F_u, c	38
Tabla 7. Coeficiente F_e	38
Tabla 8. Coeficiente CR	39
Tabla 9. Número de golpes del ensayo de penetración Estándar	42
Tabla 10. Cálculo de corrección por tensión vertical (C_N)	43
Tabla 11. Cálculo de $N_{1,60}$	44
Tabla 12. Cálculo de Velocidad de corte promedio en los 12.2 metros	45
Tabla 13. Cálculo de coeficiente de reducción de tensiones para sismo severo	46
Tabla 14. Cálculo de CSR equivalente para sismo severo	46
Tabla 15. Cálculo de expresión para licuefacción de sismo severo	47
Tabla 16. Cálculo de Probabilidad de sismo severo	48
Tabla 17. Cálculo de C_{rr} para sismo severo	49
Tabla 18. Cálculo de FS para sismo severo	49
Tabla 19. Estimación del ángulo de fricción	53
Tabla 20. Cálculo de capacidad de carga por fricción.	55
Tabla 21. Cálculo de fricción para grupo de pilotes	57
Tabla 22. Capacidad de carga para cada tipo de falla	59
Tabla 23. Estimación del ángulo de fricción	63
Tabla 24. Cálculo de la presión vertical efectiva en kg/cm^2	65
Tabla 25. Cálculo de la presión horizontal efectiva (σ'_{HZ}) para $L=17.3$ m.	65
Tabla 26. Cálculo de la capacidad de carga por fuste para $L=17.3$ m.	66

CAPÍTULO 1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

La construcción de centros comerciales en el norte del país ha ido en aumento durante los últimos años gracias al auge económico que se ha visto reflejado en una tasa de crecimiento promedio del PBI de 6.1% anual y a la adopción de políticas macroeconómicas acordes al entorno externo favorable. El crecimiento del empleo y los ingresos han reducido de manera considerable las tasas de pobreza, dado que la pobreza pasó de 52.2% en el año 2005 a 26.1 % en el año 2013. Dicho auge se ha visto reflejado en el aumento del 10.1 % en el sector construcción desde el año 2013 impulsado por el mayor consumo de cemento y mayor inversión privada (La Prensa, 2013).

El boom de los centros comerciales en el norte del país ha sido uno de los factores del crecimiento de las ciudades y descentralización de estas. Los centros comerciales son inversiones de magnitudes importantes que otorgan empleos y dinamismo a las economías de las ciudades.

Teniendo en consideración el área de terreno que ocupan dichos desarrollos inmobiliarios en muchos casos es necesario construir en zonas donde los suelos no son los más apropiados para un diseño con cimentaciones superficiales. Esto es debido a la presencia de suelos cohesivos y arenas de baja capacidad portante, las cuales ocasionan problemas de estabilidad y asentamientos en toda la estructura de utilizarse cimentaciones superficiales. Es por ello que las especificaciones técnicas para este tipo estructuras implica el uso de cimentaciones profundas dadas las magnitudes de las cargas aplicadas. Sin embargo, existe un problema latente en la elección del tipo de cimentación a usarse de parte del proyectista, dado que han elegido muchas veces la opción de cimentación menos eficiente para este tipo de estructura. Esto último se basa en materia de tiempos de ejecución y económica, la cual se refleja en pérdidas económicas para el cliente dado que se obtiene una estructura muy costosa. Es por ello que se plantea hacer una comparación de dos opciones de cimentación profunda: la primera será un diseño en pilotes pre excavado y la segunda opción será un diseño empleando micropilotes. Con la finalidad de determinar la opción más eficiente para este proyecto ingenieril, se hará uso de un análisis de precios unitarios, presupuestos y programación de actividades.

El proyecto que será nuestro objeto de estudio se encuentra en la ciudad de Tumbes. El área elegida para el proyecto se caracteriza por tener un perfil de suelo heterogéneo, es decir cuenta con sectores que predominan arcillas de baja plasticidad en los estratos superiores y arenas de consistencia densa a profundidades entre 13 a 15 metros con respecto al nivel del terreno; hay presencia de suelos orgánicos en muchos perfiles estudiados. Debido a las cargas de servicio a las que será sometido el centro comercial, se necesita tener una cimentación profunda para poder transmitir las cargas de la estructura a un estrato de arenas densas. Además, se tiene el problema de licuefacción de suelos, según proyectos ya construidos cercanos al lugar de análisis y a la napa freática variable entre 0.4 a 1.2 metros con respecto al nivel del terreno. Esta situación puede ocasionar una drástica pérdida de la resistencia y rigidez ocasionando fallas en la cimentación si es que el nivel de cimentación de los pilotes está por encima de los estratos licuables. En consecuencia, se evaluará la longitud mínima de pilote y/o micropilote para cimentar debajo del nivel de licuefacción y tener un factor de seguridad mayor al de la norma técnica peruana E.050 Suelos y Cimentaciones.

1.2 Revisión de literatura

El desarrollo de proyectos de centros comerciales en el Perú, en la última década, ha ocasionado que los proyectistas y clientes elijan lugares cuyos suelos tienen muy baja presión admisible debido al área que estos ocupan. Antiguamente los centros comerciales se construían en suelos capaces de cumplir con el esfuerzo aplicado de la estructura con el uso de una cimentación superficial (zapatas). Es por ello que los diseñadores geotécnicos han desarrollado una variedad de procedimientos para el cálculo de pilotes excavados y micropilotes en suelos cohesivos y granulares. Sin embargo, es necesario recalcar que para dicha aplicación se debe realizar un análisis muy detallado de los parámetros de suelo, haciendo uso de un estudio de mecánica de suelos acorde al tipo de proyecto y de los antecedentes de proyectos de ingeniería de la misma magnitud cercanos al área de ejecución. Con el fin de tener herramientas para elegir el tipo de cimentación profunda y el método de cálculo a emplear para estimar dicha capacidad de carga de pilote.

Dicha evaluación de la capacidad de carga de pilotes puede ser estimada por metodologías teóricas o semi-empíricas, esta última se basa en resultados obtenidos de ensayos en campo. Las fórmulas semi-empíricas son las más usadas por los diseñadores geotécnicos debido a la rapidez de obtener resultados cercanos a la capacidad real de un pilote. Dicha capacidad real de un pilote se puede determinar mediante una prueba de carga dinámica. Ninanya (2018) realiza una estimación de la capacidad de carga de un pilote excavado a través de la

metodología teórica de Terzaghi (1943) para el cálculo de la resistencia por punta y el método α (resistencia a la fricción lateral), en donde se obtiene una resistencia de 413 KN por punta y un valor de 257 KN como resistencia a la fricción lateral, por lo tanto, se obtuvo una capacidad de carga de 670 KN. Se realiza una determinación de la capacidad de carga de pilote a través de metodologías semi-empíricas en donde se obtuvo un valor de capacidad de carga de pilote de 151 KN por el método de Aoki y Velloso (1975), una capacidad de carga de pilote de 297 KN por el método de Monteiro (1997) y de 483 KN por el método de Decourt y Quaresma (1982). Y se realizó la obtención de la resistencia real del pilote a través de una prueba de carga por el método de la NBR-6122 (1996), obteniéndose un valor de 660 KN. La comparación muestra que los resultados obtenidos de las metodologías teóricas tienen un error relativo de 1.5 % con respecto a la prueba de carga; mientras que el método de Aoki y Velloso (1975), el método semi-empírico de Monteiro (1997) y el de Decourt y Quaresma (1982) tienen un error relativo de 77.2%, 55.0% y 26.8 % respectivamente. Es por ello que en esta investigación se hará uso de fórmulas estáticas las cuales están basadas en principios teóricos que permiten determinar la capacidad de carga de un pilote en materia de su longitud y de las secciones transversales de los pilotes con un bajo error relativo. Dicha capacidad se divide en la capacidad de carga por punta y por fuste, las cuales son expresiones matemáticas que tienen cierto grado de variación de acuerdo a la evaluación por parte de cada autor, dado que utilizan factores que han sido obtenidos a partir de ensayos para unas condiciones específicas de suelos y diferentes superficies de fallas.

En la actualidad, se emplea los métodos empíricos o semi-empíricos y los métodos obtenidos de ensayos de carga. Los métodos semi-empíricos son metodologías muy empleadas y difundidas dentro de los diseñadores geotécnicos las cuales tiene cierto grado de empirismo y deberían tener un carácter regional, pero muchos autores han propuesto métodos de cálculo de capacidad de carga en pilotes con base de correlaciones empíricas de resultados de ensayos in situ. Los métodos obtenidos de ensayos de carga tienen una finalidad que radica en experimentar en una escala real el comportamiento de un pilote bajo una carga real aplicada y determinar la capacidad última. Esta metodología tiene un inconveniente evidente, el cual es su elevado costo y el tiempo que se emplea en la ejecución. Dichas pruebas pueden ser estáticas o dinámicas, las estáticas se realizan construyendo una plataforma y se aplica incrementos de carga mediante gatas hidráulicas; dichas reacciones aplicadas se consiguen con una viga conectada a pilotes que trabajan a tracción. La prueba dinámica consiste en dejar caer una masa desde una altura determinada y la capacidad de carga se estima con modelos matemáticos que hace uso de una ecuación de onda y se simula el comportamiento del pilote y el suelo (Barreto, Valencia, & Echeverri, 2019).

En el Perú, se han realizado diseños geotécnicos de micropilotes en suelos cohesivos con bajos esfuerzos admisibles como los pantanos. Por ejemplo, Cerrón y Delgado (2018) plantea el uso de micropilotes como cimentación profunda para el desarrollo de un condominio en la Villa Chorrillos, en donde se obtuvo que los micropilotes pueden soportar las cargas que transmiten las viviendas del condominio. Se obtuvo una resistencia de 12.5 toneladas de resistencia por compresión para un micropilote de 0.2 metros de diámetro y una longitud de 5.5 metros, por lo que según las solicitaciones de la estructura fueron necesarias de dos micropilotes por zapata y se demostró la factibilidad técnica del uso de micropilotes como tipo de cimentación profunda.

1.3 Formulación del problema general

Lo expuesto en el numeral anterior, nos permite tener una guía de diseño geotécnico y estructural de los pilotes pre excavado y micropilotes; y enfocada en nuestro tema de estudio poder realizar la siguiente interrogante: ¿Cuál será la opción de cimentación profunda que se deberá elegir para el centro comercial?

Problemas específicos

- ¿Qué opción de cimentación es la más favorable en materia de tiempos de ejecución?
- ¿Qué opción de cimentación es la más favorable en materia económica?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Identificar el tipo de cimentación profunda más favorable en un centro comercial en la ciudad de Tumbes a través de una comparación técnica, económica y de tiempos de ejecución de dos opciones planteadas de cimentaciones profundas: pilotes excavados y micropilotes.

1.4.2 Objetivos específicos

- Analizar los perfiles obtenidos de las perforaciones, determinar el estrato licuable e interpretar los resultados obtenidos.

- Realizar el diseño de la cimentación utilizando pilotes excavados y utilizando micropilotes, verificando que cumplan con los lineamientos propuestos por la norma E.050 Suelos y cimentaciones.
- Hacer el análisis comparativo de los pilotes excavados y micropilotes en materia técnica, económica y de tiempos de ejecución.

1.5 Hipótesis

- Los pilotes excavados requerirán de menos perforaciones por zapata, por ende, se tendrá un menor tiempo de ejecución.
- La cimentación con pilotes excavados será la opción más económica.

1.6 Alcances

- La presente investigación tendrá como lugar de análisis el terreno del centro comercial en la ciudad de Tumbes, el cual presenta estratos de suelos cohesivos hasta una profundidad de 3 metros seguidos de estratos de suelos arenosos hasta la profundidad de análisis de 15 metros.
- La presente investigación abarcará el diseño de una zapata con dos opciones de cimentaciones profundas: pilotes pre excavado y micropilotes.

1.7 Justificación

La presente investigación responde a diseños geotécnicos de cimentaciones profundas poco rentables y se orienta a encontrar la opción de cimentación más favorable para un centro comercial en la ciudad de Tumbes. Es importante evitar tener diseños innecesarios que ocasionen pérdidas económicas para el cliente y una estructura muy costosa. Es por ello que las condiciones estratigráficas de la zona nos permite hacer un análisis basado en el diseño y proceso de construcción de cada opción. Se considera de mucha utilidad los resultados que esta investigación puede brindar como guía para próximos proyectos de la misma envergadura cerca al lugar de análisis, dado que es una zona con una proyección muy alta, y esta investigación podría ser clave en la decisión de futuras inversiones comerciales e inmobiliarias.

1.8 Metodología

En la presente investigación se realizará el diseño de pilotes excavados y micropilotes mediante la aplicación de una metodología cuantitativa a partir de datos obtenidos del estudio de suelos.

En los siguientes párrafos se detallará las etapas de estudio, obtención de datos y diseño para esta investigación presentada.

- a) Solicitar información del proyecto: La construcción del centro comercial pertenece a una empresa privada por lo que se solicitará a través de correos el estudio de suelos del terreno a proyectarse.
- b) Elección de zapatas a diseñar: Dado que el proyecto abarcará una gran extensión de terreno se elegirá la zapata más representativa a través del estudio de los perfiles obtenidos de las perforaciones.
- c) Realizar el análisis de licuefacción para el perfil más crítico.
- d) Diseño: Se realizará el diseño de pilotes pre excavados por el método Navfac-Dm 7.2 (Departamento de Marina de los Estados Unidos, 1984) y por la Guía para proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera (Ministerio de Fomento, 2005) para el diseño de micropilotes. Para el diseño de los pilotes pre excavados y micropilotes se requieren de datos cuantitativos como la cohesión en arcillas, peso específico de muestras de cada estrato y ángulo de fricción en arenas. Dichos datos se obtendrán mediante la interpretación de los perfiles de suelos producto del estudio de suelo realizado en el terreno. Para el cálculo de la capacidad de carga en los pilotes excavados, se realizará el cálculo por el aporte de la punta y de la fricción o fuste. El aporte de carga por punta requiere de asumir una profundidad de cimentación del pilote, un diámetro de pilote y el cálculo del esfuerzo efectivo en dicha profundidad. El aporte de carga por fuste se dividirá en dos análisis: para arcillas y arenas, en la arcilla se calculará con la adhesión del suelo al material del pilote, mientras que en la arena se calculará con la fricción de la interfase suelo -pilote.

No se considerará capacidad de carga por fricción en el estrato que resulte licuable o en estratos superiores producto del análisis de licuefacción para un sismo severo. Para el cálculo de los micropilotes se calculará los esfuerzos efectivos verticales,

horizontales y se hará uso de una presión de inyección para el cálculo de la capacidad de carga por fuste, y para el cálculo de la capacidad de carga por punta se considerará un valor de la capacidad de carga por fuste entre 0% y 15% debido a su pequeña sección transversal según el Ministerio de Fomento (2005).

- e) Comparación entre diseños: Se realizará la comparación técnica de los dos tipos de cimentación, una comparación económica basándonos en los resultados del costo directo de los dos tipos de cimentación profunda, y la comparación de tiempos de ejecución basándonos en la programación de actividades para los pilotes excavados y micropilotes. Para la comparación económica se tendrá en cuenta los análisis de precios unitarios con rendimientos, precios de materiales y equipos actualizados; con dichos precios unitarios obtenidos se realizará el presupuesto para una zapata. Para la comparación en tiempos de ejecución, se hará uso del programa Project 2016 para hacer una programación en base a los rendimientos asignados en los análisis de precios unitarios y a los procedimientos constructivos respectivos.
- f) Conclusiones y recomendaciones: Se realizará las conclusiones de los resultados, la elección de la opción de cimentación más favorable y recomendaciones adicionales para la ejecución del tipo de cimentación.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

El marco teórico que fundamenta esta investigación proporcionará al lector una idea más clara de los diferentes tipos de cimentaciones profundas y de los métodos de cálculo más utilizados por los ingenieros geotécnicos.

2.1 Marco teórico conceptual

El primer concepto por definir son los pilotes: estos son elementos estructurales esbeltos de gran longitud que permiten transmitir las cargas de una estructura y de la cimentación hacia un estrato de suelo con mayor resistencia con el fin de lograr la estabilidad de toda la estructura. Estos elementos se pueden clasificar según los materiales empleados para su fabricación, transmisión de carga y procedimiento constructivo.

2.1.1 Clasificación según materiales empleados

Los materiales más usados para la fabricación de los pilotes son los siguientes: acero, concreto y madera.

Los pilotes de acero son hechos a base de tubos o de perfiles H. Los pilotes a base de tubos pueden ser hincados en el terreno con sus respectivos extremos abiertos o cerrado, durante dicho hincado se suele formar un cono de suelo en el extremo inferior que ocasiona que se tenga falsos rechazos, por lo que se usa equipos para la extracción de dicho material como la perforadora. Estos pilotes se usan en suelos blandos debido a su alta resistencia y ductilidad, pueden soportar grandes cargas en tracción y compresión. Los pilotes de acero se pueden unir mediante soldadura especial y lograr la longitud requerida de cimentación. Estos pilotes suelen estar expuestos a problemas como la corrosión, por eso es necesario que tengan una película protectora para evitar inconvenientes futuros (Avelar et al., 2001).

Los pilotes de concreto pueden presentarse como prefabricado o vaciado in situ. Estos elementos son de sección cuadrada cuando son prefabricados y circulares cuando son vaciados in situ; este último debido a la forma de la maquinaria utilizada para la perforación. Los pilotes de concreto son muy usados en la industria de la construcción debido a su capacidad de carga y costo. Los pilotes de concreto in situ suelen tener especificaciones técnicas como slump mayor a 8 pulgadas y resistencias mayores a 280 kg/cm², la primera debido a que se quiere obtener una trabajabilidad aceptable durante el proceso de vaciado de concreto (Avelar et al., 2001).

Los pilotes de madera tienen una capacidad de carga muy limitada entre el rango de 22 a 30 toneladas. Por ello no resiste altos esfuerzos durante el proceso de hincado y se opta por hacer uso de un capuchón o cabezal de hincado para no dañar el pilote. Los pilotes de madera pueden tener una vida útil prolongado solo si están rodeados de un suelo saturado y su uso está restringido a estructuras que no se consideren importantes (Avelar et al., 2001).

2.1.2 Clasificación por transmisión de carga

La forma en la que los pilotes transfieren las cargas al terreno se puede clasificar de la siguiente manera: transmisión por punta, por fricción, y transmisión por punta y fricción.

En la transmisión por punta, la carga vertical es soportada mayormente por un estrato resistente, por ende, cumple un comportamiento similar al de una columna transfiriendo las cargas de servicio directamente a un estrato de suelo con alta capacidad admisible. Esta forma de transmisión es debida a la limitada capacidad portante que ofrecen los estratos superiores en forma de fricción. En la transmisión por fricción, la carga vertical es soportada mayormente a través del contacto de los estratos con los pilotes a lo largo de la longitud del mismo. En este caso de transmisión se hace uso de la adherencia de los estratos para poder sostener al pilote verticalmente. Y por último, transmisión por punta y fricción, en donde los esfuerzos productos de las cargas aplicadas se distribuyen entre la punta y en el fuste (O'Neil & Reese, 1999).

2.1.3 Clasificación según su procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo de un pilote está relacionado con las condiciones del suelo, de las especificaciones estructurales, de los recursos disponibles en la zona, por lo tanto, se pueden clasificar en pilotes hincados, pilotes perforados o excavados y micropilotes.

2.1.3.a Pilotes hincados

Los pilotes hincados son elementos estructurales prefabricados, los cuales mediante un proceso de hincado se logra atravesar el suelo para transmitir las cargas de una estructura a un estrato resistente. Este procedimiento se inicia con la caída libre de la masa que golpea el elemento estructural hasta alcanzar el rechazo del suelo y/o profundidad especificada según especificaciones técnicas. En este caso se supone que el pilote ha alcanzado una capacidad resistente tanto por fricción como por punta. Los pilotes hincados están constituidos por un único tramo o por la unión mediante juntas de varios tramos. Dichas juntas pueden ser mecánicas, por anclaje con resinas epóxicas y mediante forros de acero. La cabeza del pilote

hincado debe de llevar una protección frente a la hinca, para lo que se suele usar una pieza metálica o un azuche metálico que permita que el pilote se fije en el suelo. Cuando se ha alcanzado el rechazo, la parte libre del pilote estarán a diferentes alturas y se deberá de descabezar el pilote para uniformizar los pilotes del encepado (zapata) y para eliminar concreto que haya sido dañado por el proceso de hinca. La maquinaria y equipos que involucra la ejecución de los pilotes hincados son una grúa, un martillo, plantilla y una guía de hincado que brinda la verticalidad de este, se muestra en la Figura 1.



Figura 1. Hincado de pilotes

Nota. Tomado del Proyecto Terminal Marítimo Southern -Ilo ejecutada por la empresa PSV Constructores (Perú), 2017

2.1.3.b Pilotes excavados

Los pilotes excavados son elementos que debido a su proceso constructivo se les conoce como elementos in situ. Este método constructivo consiste en realizar una excavación de gran diámetro, colocar una armadura y posterior vaciado de concreto de alta resistencia y de fluidez (slump) en un rango de 7 pulgadas a 8.5 pulgadas. Para llevar a cabo los procedimientos constructivos de perforación de pilotes excavados es necesario hacer mención a la perforadora y sus accesorios. La perforadora es una máquina utilizada para hacer barrenos o excavaciones en suelos granulares, cohesivos y rocas por medio de una rotación de la herramienta de perforación. En dicha rotación, la torsión es transmitida por medio de una barra, la cual tiene en su extremo inferior un accesorio o herramienta de avance como una hélice, bote cortador (bucket) o una broca (core barrel). El primer accesorio es usado en suelos cohesivos en donde la rotación de su hélice permite extraer

material con altos rendimientos y las paredes de la perforación permiten una estabilidad adecuada para una perforación continua. El segundo accesorio consta de una trampilla en la parte inferior del mismo que almacena el material a medida que corta el terreno y es usada en suelos granulares. Cuando se eleva el bucket fuera de la perforación, el suelo es extraído mediante la abertura de la trampilla y/o mediante movimientos giratorios. El tercer accesorio (Figura 2) consta de dientes alrededor del mismo y es usado para perforar estratos de rocas de gran dureza. Este accesorio tiene un rendimiento bajo en comparación con los accesorios anteriormente explicados debido a que este accesorio solo hace el proceso de corte del material, pero al ser un accesorio hueco se debe de usar el bucket o el auger para retirar el material perforado (Tomlinson & Woodward, 2007).



Figura 2. Perforadora con core barrel

Nota. Tomado de la empresa PSV Constructores (Perú), 2019.

Se puede clasificar a los pilotes pre excavado o perforados según la forma de estabilidad escogida para la excavación: pilotes excavados en seco sin entubación, con funda recuperable, con funda perdida y con lodo bentonítico.

Los pilotes excavados en seco sin entubación se caracterizan por perforarse sin una protección de la excavación como una funda de acero y/o lodo bentonítico. Este tipo de pilote se usa en suelos con una cohesión que permite mantener las paredes de la perforación estables y además de no haber presencia del nivel freático. Su proceso de perforación se da gracias a un barreno continuo y/o mediante bucket como la Figura 3, el cual mantiene protegidas las paredes de la excavación. Este proceso consiste en introducir una hélice continua hasta la profundidad de cimentación. El suelo se puede retirar de la perforación mediante movimientos horarios y antihorarios de la hélice. Este tipo de perforación puede

alcanzar profundidades de hasta 34 metros. Se realiza el vaciado del concreto y posterior colocación de la armadura (Avelar et al.,2001).



Figura 3 .Perforación sin entubación

Nota.Tomado del Proyecto Real Plaza Chiclayo ejecutada por la empresa PSV Constructores (Perú), 2015.

Los pilotes excavados con funda recuperable se caracterizan porque la contención de las paredes de la excavación es proporcionada por una camisa metálica (Figura 4), la cual se introduce a rotación por la máquina perforadora. El empleo de estas camisas metálicas permite a través de empalmes lograr perforar grandes profundidades; dichos empalmes son producto del uso de soldadura alrededor de la camisa metálica. Se procede a realizar la introducción de la armadura con separadores que provean del centrado y recubrimientos mínimos según la Norma Técnica de Edificaciones E.030: Diseño sismorresistente. A continuación, se realiza el vaciado del concreto mediante un sistema Tremie, el cual permite no tener segregación de este. Dicho sistema es compuesto por una serie de tuberías de diámetro reducido y embudos, los cuales permiten que se coloque el concreto sin producir segregación. A medida que se coloca el concreto y este comienza a fraguar, la perforadora retira la camisa progresivamente para evitar que se produzcan discontinuidades en el pilote. Este método es usado en suelos muy permeables donde no se puede aplicar lodos bentoníticos. Se puede alcanzar profundidades de hasta 85 metros y con diámetros de hasta 2.00 metros. Presenta un rendimiento de 25-30 metros de perforación por día en suelos normales sin bolonería ni rocas (Avelar et al., 2001).



Figura 4 .Perforadora Bauer BG 28v introduciendo la camisa metálica

Nota.Tomado de la empresa PSV Constructores (Perú), 2017

Los pilotes excavados con funda perdida guarda relación con el ítem precedente, salvo que no se hace el retiro de la funda metálica. Este procedimiento se ejecuta en suelos agresivos al concreto, es decir suelos que contengan altas concentraciones de sulfatos y la aplicación de cemento tipo V para la mezcla de concreto no brinde un concreto duro, denso y con un alto grado de impermeabilidad. Además, es aplicable cuando se planea realizar demoliciones cerca de los pilotes (Avelar et al., 2001).

Los pilotes excavados con lodo bentonítico como método de sostenimiento de la excavación son usados en suelos de baja a media permeabilidad. Esta mezcla tiene una propiedad particular: cuando está en reposo adquiere una resistencia cohesiva alta, pero cuando es amasada pierde dicha resistencia y se comporta como un fluido; se conoce a esta propiedad con el nombre de tixotropía. El lodo bentonítico cumple la función de estabilizar las paredes, enfriar la herramienta de perforación, remoción de material desde el fondo de la perforación y recubrimiento del pozo para no permitir la filtración de agua en la perforación realizada. El procedimiento de pilotaje con lodo bentonítico es la excavación estabilizando la perforación con lodo bentonítico, cambio del lodo bentonítico contaminado, colocación de la armadura, vaceado de concreto y recuperación del lodo (Pile I.C S.A.S Cimentaciones Profundas, 2019).

2.1.3.c Micropilotes

Son aquellos elementos de sección circular y diámetro de hasta 0.30 m, los cuales nos permiten transferir las cargas de la estructura a grandes profundidades. Los micropilotes son

diseñados para resistir fuerzas de compresión de entre magnitudes de 5 toneladas hasta 50 toneladas.

El procedimiento constructivo comienza con la perforación mediante la micropilotea (Figura 5), la cual mediante una broca con movimientos de giro y descenso logra excavar hasta la profundidad de cimentación requerida por proyecto. Se realiza la limpieza del fondo mediante la inyección de agua. Se colocará la armadura tubular verificando que esta mantenga su verticalidad y centrado. Esta armadura debe sobresalir del suelo una longitud que permita la adherencia entre el micropilote y la zapata (Construmatica, 2019).

La inyección de concreto se realiza en dos fases. En la primera fase se vacía el concreto hasta que rebose la excavación y se espera hasta la fragua de este. En la segunda fase se realiza la formación del bulbo de concreto mediante la inyección a presión. Por último, se vacía el interior de la excavación con el concreto (Construmatica, 2019).



Figura 5. Micropilotes en área restringida para Megacentro Chimbote

Nota. Tomado del proyecto Megacentro Chimbote ejecutado por la empresa PSV Constructores (Perú), 2015.

Los micropilotes se pueden clasificar según:

- Según la forma de transmisión de los esfuerzos al suelo: individualmente como una cimentación profunda compuesta por una capacidad de fuste y de punta.
- Según el tipo de sollicitación ingenieril: micropilotes sometidos a esfuerzos axiales de compresión o tracción (obras de cimentación profunda) y sometidos a momentos flectores y esfuerzos de corte (estabilización de laderas).

- Según el sistema de inyección de mortero de cemento: los micropilotes inyectados en una fase (IU), los reinyectados a través de circuitos antirretorno (IR) y los reinyectados más de dos veces a través de un tubo desde el interior de la armadura tubular en toda su longitud (IRS).

El sistema de inyección descrito anteriormente guarda relación con el tipo de suelo del proyecto, es por eso que se recomienda lo siguiente:

- Los micropilotes con una inyección de una sola fase (IU) son adecuados cuando se tiene una roca sin muchas fracturas, suelos cohesivos de consistencia dura y suelos granulares.
- Los micropilotes con una reinyección de hasta dos veces (IR) son adecuados en rocas de compacidad blanda con fisuras y en materiales granulares de compacidad media.
- Los micropilotes de reinyección de más de dos veces son adecuados para suelos cohesivos de consistencia baja o media y para suelos granulares en donde se quiere formar un bulbo en la punta del mismo (Ministerio de Fomento, 2005).

2.2 Marco Teórico Metodológico

En este capítulo se realizará una revisión de los métodos y fórmulas para el cálculo de la capacidad última de pilotes excavados. Además, se detallará el método a usarse para el análisis de licuefacción. Es importante tener cautela al momento de asignar los parámetros geotécnicos para el cálculo de las cimentaciones profundas, debido a que los siguientes métodos se basan en una serie de resultados productos de pruebas de cargas y diferentes métodos de instalación. Además, se detallará las bases teóricas y los supuestos para cada método a abordar.

2.2.1 Potencial de Licuefacción

El potencial de licuefacción se evaluará según las nuevas correlaciones de licuefacción de suelos presentadas por Cetin & Der Kiureghian (2002). Dichas relaciones eliminan ciertos sesgos intrínsecos en métodos anteriores, pero con un procedimiento parecido con notable reducción de incertidumbre y varianza en los resultados. La incertidumbre ahora reside en la habilidad de asignar valores de CSR y $N_{1,60}$ representativos para el tipo de suelo en estudio (Seed et al., 2003).

El método es desarrollado y mejorado gracias a los resultados obtenidos en campo de muchos proyectos, mejor entendimiento e interpretación de los factores que afectan los resultados obtenidos del SPT, interpretación de los factores que afectan las características del suelo, uso de mejores métodos en la evaluación del CSR, chequeo de los datos históricos del campo y del uso de mejores herramientas probabilísticas.

Se utilizará el siguiente procedimiento:

1. Cálculo de esfuerzos de corte cíclico inducidos como consecuencia del sismo (CSR).
2. Cálculo del esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce licuefacción (CRR).
3. Cálculo del factor de seguridad frente a la ocurrencia de licuefacción (FS_L)

1. Cálculo de esfuerzos de corte cíclico inducidos (CSR)

Para un análisis de licuefacción se debe considerar el esfuerzo promedio de corte cíclico que corresponde a una vibración uniforme que equivale a la del sismo de diseño. El método ha tenido una mejor estimación del CSR in situ dentro del estrato crítico para cada suelo en estudio. Se usará la Ecuación 1 simplificada de Seed & Idriss (1971) para la estimación del CSR dentro de la profundidad crítica del estrato de suelo.

$$CSR_{pico} = \frac{a_{max} \sigma_0 r_d}{g \sigma'_0} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

σ'_0 : Presión efectiva vertical (kg/cm²)

σ_0 : Presión total vertical (kg/cm²)

a máx.: aceleración máxima horizontal en la superficie del terreno (g)

g: aceleración de la gravedad (m/s²)

rd: coeficiente de reducción de las tensiones (valor que disminuye con la profundidad de análisis).

La ecuación propuesta para el cálculo de rd por Seed and Idriss (1971) estima grandes valores entre 3 a 15 metros de profundidad (Figura 6), sin embargo, en dicho rango de profundidad se tiene registro que han ocurrido licuación de dichos estratos producto de grandes sismos. Es por ello que Seed et al (2003) proponen un método nuevo para la estimación de rd en función de la profundidad, la magnitud del sismo, intensidad del sismo y rigidez del suelo. En la Figura 6.b se muestra los resultados de 2153 combinaciones del cálculo de rd vs profundidad con el uso de la ecuación propuesta por Cetin y Seed (2000).

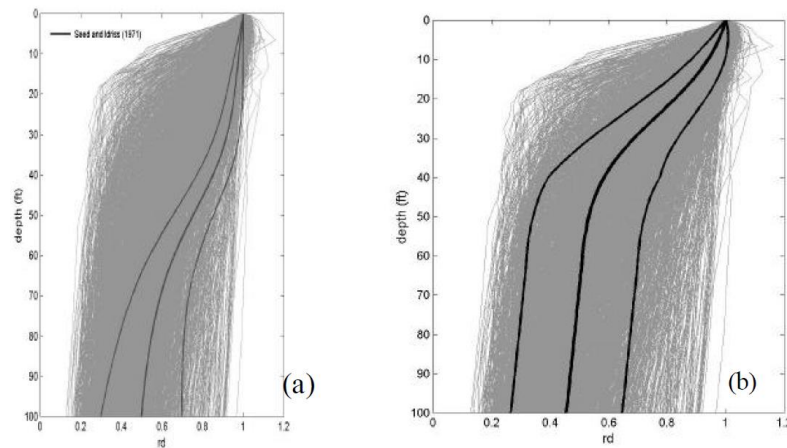


Figura 6 . Resultados del análisis de respuestas de 2153 combinaciones de las condiciones del terreno y del movimiento del terreno con el método recomendado de Seed and Idriss (1971) y el método propuesto por Seed et al (2003)

Nota.Tomado de “Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering:A Unified and Consistente Framework” , por the Earthquake Engineering Research Center (USA), 2003.

El análisis de Seed et al (2003) introduce el parámetro de rigidez de sitio ($V_{S,40 \text{ pies}}$) al cálculo de rd , el cual es la velocidad de onda de corte promedio en los primeros 40 pies expresada en pies/s. Se presenta la Ecuación 2 y Ecuación 3.

Para $d < 65$ pies

$$rd = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949 * amax + 0.999 M_W + 0.016 * V_{S,12.2m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.104 * (-d + 0.0785 * V_{S,12.2m} + 24.88)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949 * amax + 0.999 M_W + 0.016 * V_{S,12.2m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.104 * (0.0785 * V_{S,12.2m} + 24.88)}} \right]} + \sigma_{\epsilon rd} \quad \text{Ecuación 2}$$

Para $d > 65$ pies

$$rd = \frac{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949 * amax + 0.999 M_W + 0.016 * V_{S,12.2m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.104 * (-65 + 0.0785 * V_{S,12.2m} + 24.88)}} \right]}{\left[1 + \frac{-23.013 - 2.949 * amax + 0.999 M_W + 0.016 * V_{S,12.2m}}{16.258 + 0.201 * e^{0.104 * (0.0785 * V_{S,12.2m} + 24.88)}} \right]} - 0.0014 * (d - 65) + \sigma_{\epsilon rd} \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde,

$$\sigma_{\epsilon rd} = d^{0.85} * 0.0072 \text{ para } d < 40 \text{ pies} \quad \sigma_{\epsilon rd} = 40^{0.85} * 0.0072 \text{ para } d > 40 \text{ pies metros}$$

Donde:

$amax$: aceleración de la superficie horizontal (g)

M_w : Magnitud del sismo

d : profundidad de análisis (ft)

$V_{s12.2}$: velocidad promedio de los estratos hasta una profundidad de 12.2 metros (ft/s)

En la nueva correlación (Ecuación 4) se propone un CSR in situ equivalente al 65% del CSR pico (calculado en la Ecuación 1). Dicha correlación ha sido evaluada basándose en la respuesta del análisis sísmico donde se tiene suficiente información del subsuelo. El estrato crítico ha sido identificado como el estrato más susceptible a presentar licuefacción, esto ha sido basado en el análisis de 2 o más ensayos de SPT y del cruce de información de estos con el fin de poder caracterizar un estrato de la mejor manera (Seed et al., 2003).

$$CSR_{eq} = 0.65 * CSR_{pico} \quad \text{Ecuación 4}$$

Dichas correlaciones son basadas en la corrección del esfuerzo cíclico uniforme equivalente (CSR_{eq}) para una duración típica producida por un evento de $MW=7.5$. Es por ello que se tiene que corregir dicho resultado en función de la correlación magnitud-Peso del factor de duración (DWF_M) y numero de golpes corregidos ($N_{1,60}$) representada en la Ecuación 5.

$$CSR = CSR_{eq,M=7.5} = CSR_{eq,M=M} / DWF_M \quad \text{Ecuación 5}$$

El valor de (DWF_M) se puede conocer a través de la Figura 7 en función a la magnitud y numero de golpes $(N_{1,60})$.

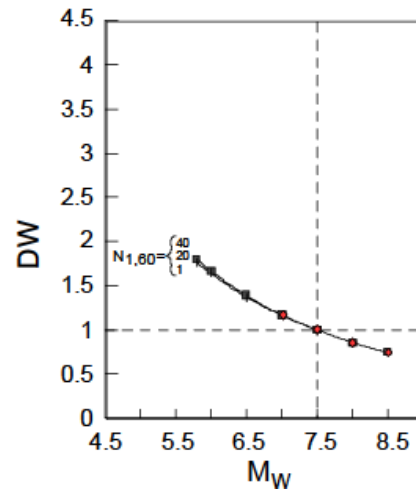


Figura 7. Magnitud recomendada en relación con el peso del factor de duración en función a $N_{1,60}$

Nota. Tomado de "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", por the Earthquake Engineering Research Center (USA), 2003.

Corrección de número de golpes $(N_{1,60})$

Los valores usados de $N_{1,60}$ han sido corregidos por tensión vertical (C_N) (normalizado a 1 kg/cm²), corrección para la relación de energía de martillo (C_E), corrección por diámetro de perforación (C_B), corrección por longitud (C_R) y corrección por muestreador (C_S) mediante la siguiente Ecuación 6.

$$N_{1,60} = N * C_N * C_E * C_B * C_R * C_S \quad \text{Ecuación 6}$$

Los valores de N deben ser normalizados por los efectos de la sobrepresión, esto debido a que con la profundidad de análisis nos da valores con un incremento que no representa las características del estrato. Es por ello que se usará la Ecuación 7 propuesta por Liao and Whitman (1986), la cual normalizará los valores a 1 kg/cm² según los efectos del confinamiento que se produce por la sobrepresión.

$$CN = (1/\sigma')^{0.5} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde σ' es el esfuerzo efectivo a la profundidad del ensayo SPT en kg/cm².

El ensayo SPT constaba inicialmente de un sistema de elevación y caída de una masa de forma manual mediante un sistema de cuerdas y poleas la cual introducía pérdidas por rozamiento, es por ello que la energía que se suministraba no representaba el 100 % como si fuera una energía producto de una caída libre. Los SPT realizados con dicho método antiguo presentaba en promedio un 60% de la energía teórica. Se empezó a desarrollar sistemas automáticos de elevación y caída con la cual se eliminó parte de las pérdidas por fricción y por ende el rendimiento de energía aumento, sin embargo, para el cálculo de las correlaciones con respecto a los parámetros geotécnicos fueron desarrollados con el método antiguo manual que proporcionaba el 60 % de energía. Es evidente que si se usa un sistema diferente al manual se deben de hacer correcciones por la energía aplicada al valor de N obtenido del SPT mediante un factor de energía (C_E) normalizado a $N_{60\%}$ mediante la siguiente Ecuación 8.

$$C_E = ER/60 \quad \text{Ecuación 8}$$

Donde:

ER: es el porcentaje de energía que brinda el sistema usado.

El factor de corrección por diámetro de perforación (C_B) corresponde según el tipo de equipo usado: de 65 a 115 mm le corresponde un factor de $C_B=1$, de 150 mm a 200 mm un valor de $C_B=1.05$ y para un diámetro mayor a 200 mm le corresponde un factor de $C_B=1.15$.

El factor de corrección por longitud de varilla (C_R) varía según la siguiente Figura 8.

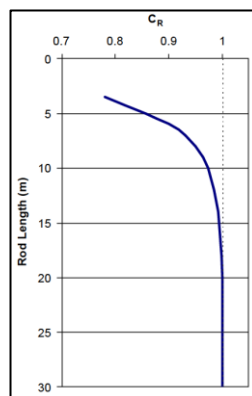


Figura 8. Valores recomendados de C_R

Nota. Tomado de "Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework", por the Earthquake Engineering Research Center (USA), 2003.

El factor de corrección por muestreador con o sin revestimiento (C_S) corresponde a un factor de $C_S=1$ si se usa un muestreador con revestimiento estándar y $C_S=1.2$ si se usa un muestreador sin revestimiento.

Corrección de número de golpes por contenido de finos ($N_{1,60,CS}$)

Los valores serán corregidos mediante la siguiente Ecuación 9.

$$N_{1,60,CS} = N_{1,60} * C_{FINOS} \quad \text{Ecuación 9}$$

La corrección de finos (C_{FINOS}) es igual a 1 para contenidos de FC <5% y alcanza un valor máximo para FC>35% de +6 golpes /pies. Dicha corrección máxima es menor a la corrección de +9.5 golpes/pies propuesta por Seed et al. (1984). La Ecuación 10 para el cálculo de C_{FINOS} para un porcentaje de 5%<FC <35% es:

$$C_{FINOS} = (1 + 0.004 * FC) + 0.05 * (FC/N_{1,60}) \quad \text{Ecuación 10}$$

Donde FC se expresa en entero, es decir si se tiene 10% de contenidos de finos se expresa como 10 en la Ecuación 10 y el $N_{1,60}$ esta en las unidades de golpes/pies (Seed et al., 2003).

2.Cálculo del esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce licuefacción (CRR)

Se determinará el valor de la probabilidad de licuefacción con las siguiente Ecuación 11.

$$P_L(N_{1,60}, CSR, MW, \sigma'_v, FC) = \Phi\left(-\frac{N_{1,60}(1 + 0.004 * FC) - 13.32 * LN(CSR) - 29.53 * LN(MW) - 3.7 * LN(\sigma'_v) + 0.05 * FC + 44.97}{2.7}\right) \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde:

P_L : La probabilidad de licuefacción

Φ : La distribución normal estándar acumulativa

FC: cantidad de finos

Con la probabilidad hallada, se puede obtener el CRR mediante la siguiente Ecuación 12.

$$CRR(N_{1,60}, CSR, MW, \sigma'_v, FC, P_L) = EXP\left(-\frac{N_{1,60}(1 + 0.004 * FC) - 29.53 * LN(MW) - 3.7 * LN(\sigma'_v) + 0.05 * FC + 44.97 + 2.7 * \Phi^{-1}(P_L)}{2.7}\right) \quad \text{Ecuación 12}$$

Donde:

CRR: Esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce licuefacción

$\Phi^{-1}(PL)$: La inversa de la distribución estándar acumulativa

FC: cantidad de finos

3. Cálculo del factor de seguridad frente a la ocurrencia de licuefacción (FS_L)

Se define el factor de seguridad frente a la ocurrencia de licuefacción mediante la Ecuación 13.

$$FS_L = CRR/CSR \text{ eq} \qquad \text{Ecuación 13}$$

Según la NTP E.050 Suelos y cimentaciones dicho valor de seguridad debe ser mayor a 1.15 según la categoría de edificación para que no se produzca licuación.

2.2.2 Métodos de cálculo de pilotes excavados

2.2.2.a Método de Reese y O'Neill

- **Para suelos arcillosos**

-Resistencia por punta en arcillas

Este método se proyecta y se calcula en base a tensiones totales y tensiones efectivas para condiciones de cargas no drenadas. En este caso, al ser un diseño de pilotes vaceado in situ en suelos cohesivos se puede hacer uso del siguiente método.

Consideraciones previas:

Se debe ignorar los 1.5 metros superiores del pilote al estimar el valor de Q_p , para no tener en consideración los efectos de los cambios de humedad, perturbaciones ocasionadas durante las etapas constructivas, cargas laterales cíclicas y las bajas tensiones laterales del concreto vaceado.

Se puede estimar la resistencia de punta unitaria nominal mediante la Ecuación 14 propuesta por Reese y O'Neill (1988) para diámetro de pilote menores a 1.9 metros.

$$Q_p = N_c * S_u < 400 \text{ ton}/m^2 \quad \text{Ecuación 14}$$

Para lo cual el NC se calcula mediante la Ecuación 15 :

$$N_c = 6(1 + 0,2(Z/D)) < 9 \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

Nc= Factor de capacidad de carga

D= diámetro del pilote excavado (m)

Z= penetración del pilote excavado (m)

Su= resistencia al corte no drenado entre la base de la excavación y una distancia 2D debajo de la excavación (ton/m²)

Se sugiere reducir el valor de Qp a Q corregido mediante la Ecuación 16 si el diámetro de la base de la excavación es mayor a 1.9 metros, dado que el valor Qp podría ocasionar asentamientos de 0.25 cm.

$$Q_{\text{corregido}} = F_r * Q_p \quad \text{Ecuación 16}$$

El cálculo del factor de corrección se calcula mediante la Ecuación 17.

$$F_r = 2.5 / (120 * \Phi_1 * D) / (D + \Phi_2) \quad \text{Ecuación 17}$$

Se calcula el Φ_1 mediante la Ecuación 18.

$$\Phi_1 = 0.0071 + 0.0021(Z/D) \leq 0.015 \quad \text{Ecuación 18}$$

Se calcula el Φ_2 mediante la Ecuación 19.

$$\Phi_2 = 1.59 * \sqrt{su/\sigma_t} \quad \text{Ecuación 19}$$

donde es válido para $0.5 \leq \Phi_2 \leq 1.5$

-Capacidad lateral de pilotes en arcillas por método α

Basado en el análisis de carga de Reese O'Neill (1988), se realiza el cálculo de la resistencia por fricción en suelos cohesivos mediante la siguiente Ecuación 20.

$$F_{sz} = \alpha S_u$$

Ecuación 20

Donde:

F_{sz} : Resistencia unitaria por fuste en arcillas a una profundidad estimada (Z)

S_u : Resistencia al cortante no drenada a una profundidad Z estimada

α : Factor empírico que varía con la magnitud de la resistencia al cortante no drenada. Este parámetro es debido a la expresión propuesta por O'Neill, las cuales son resultados de pruebas de cargas en pilotes pre excavado in situ. Dicho factor empírico se calcula según la Ecuación 21 y Ecuación 22.

$$\alpha = 0.55 \quad \text{para } S_u/P_a < 1.5$$

Ecuación 21

$$\alpha = 0.55 - 0.1(S_u/P_a - 1.5) \quad \text{para } 1.5 < S_u/P_a < 2.5$$

Ecuación 22

Donde

P_a : Presión atmosférica

Según las pruebas realizadas la relación S_u/P_a no excedió del valor de 2.5.

- **Para suelos arenosos**

- Resistencia por Fricción en arenas**

La resistencia por fricción en suelos arenoso con presencia de finos como los limos se basa en el método (β) de acuerdo con la Ecuación 23 (O'Neill y Reese, 1999).

$$f_{sz} = \beta * O'_z < 200 \text{ KPa}$$

Ecuación 23

Donde:

f_{sz} = resistencia unitaria por fuste en arena a una profundidad Z (KPa)

O'_z = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad Z (KPa)

β = factor que combina la influencia de coeficiente de la tangente del ángulo de fricción de interfaz concreto y el suelo con la presión lateral del suelo.

El valor de F_{sz} tiene un límite no teórico, debido a que se obtuvo de pruebas experimentales. Por ello se puede hacer uso de valores mayores, siempre y cuando se justifique el incremento de este valor para cada proyecto a ejecutarse.

El valor de β se puede calcular mediante la Ecuación 24.

$$\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)} \quad ; \quad 0.25 < \beta < 1.2 \quad \text{Ecuación 24}$$

Para un número de golpes (N_{60}) menor o igual a 15, se puede obtener la siguiente Ecuación 25.

$$\beta = N_{60}/15(1.5 - 0.245\sqrt{Z(m)}) \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde:

Z: Profundidad de cimentación (m)

N_{60} : Numero de golpes obtenidos de un ensayo SPT corregido

- Resistencia por puntas en arenas

La Capacidad de carga por punta fue calculada para un número de golpes N_{60} desde la punta del pilote hasta una profundidad de 2 veces el respectivo diámetro de pilote. Esta Ecuación 26 fue formulada para el diseño de pilotes excavados in situ en suelos granulares (arenas) en base a pruebas experimentales, en las cuales se alcance un desplazamiento de 5% de su diámetro de la base.

$$f_p = 0.0575 * N_{60} < 2.9(MPa) \quad \text{Para Longitud de pilote} > 10m \quad \text{Ecuación 26}$$

2.2.2.b Método de la FHWA88 modificado

Este método es una adaptación propuesta por Wysockey para el manual de Federal Highway Administration FHWA88 (1999), en el cual se considera el criterio de Reese y O'Neill (1999). Para el uso del siguiente método se debe de cumplir las siguientes condiciones: el pilote debe de tener una longitud mayor a 4.5 metros, diámetro del pilote mayor a 0.3 metros y los resultados obtenidos de las pruebas de capacidad por punta del pilote debe de tener un desplazamiento mayor o igual al 4% del diámetro o debe de mostrar un valor pico en su curva de desplazamiento. El pilote puede llegar a fallar por exceder la capacidad portante del

suelo, pero no puede tener una falla estructural y el valor obtenido del número de golpes (N_{60}) debe de ser menor a los 75 golpes.

- **Para suelos arcillosos**

- Resistencia por fricción en arcillas**

El método en mención permite obtener la resistencia unitaria lateral en arcillas a través del uso de la variable α (Chen y Kulhawy, 1994) en la siguiente Ecuación 27.

$$\alpha = 0.31 + 0.17(Pa/Su) < 1 \quad \text{Ecuación 27}$$

Por lo tanto, la expresión se puede expresar como la Ecuación 28.

$$fs = \alpha Su < 260 \text{ KPa} \quad \text{Ecuación 28}$$

- Resistencia por punta en arcillas**

La resistencia en punta es similar al método original de FHWA88, sin embargo discrepa del valor destinado como factor de capacidad de carga planteado por O'Neill y Reese (1999), dado que considera un valor de $N_c=9$; por lo tanto se puede obtener la siguiente Ecuación 29.

$$fp = 9Su \quad \text{Ecuación 29}$$

Donde:

Su: resistencia al corte no drenado del suelo a largo de excavación (KPa)

- **Para suelos arenosos**

- Resistencia por fricción en arenas**

Se calcula la resistencia unitaria lateral en arenas según la siguiente Ecuación 30.

$$fs = 4 * N_{60} \text{ (KPa)} \quad \text{Ecuación 30}$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes corregido por energía en la longitud L.

L: Longitud de pilote (m)

-Resistencia por punta en arenas

La resistencia unitaria se obtuvo con el valor promedio de N_{60} corregido, el cual fue obtenido en el estrato probable de cimentación y a una profundidad de dos veces el diámetro del pilote bajo la punta del mismo, se obtiene la siguiente Ecuación 31.

$$fp = 67 * N_{60} \text{ (Kpa)} \quad \text{Ecuación 31}$$

Donde:

N_{60} : Número de golpes corregido por energía en la longitud L.

2.2.2.c Método Navfac DM-7.2

La resistencia última de un pilote aislado por medio de una fórmula estática se puede expresar mediante la siguiente la Ecuación 32. Dicha ecuación es aplicable para todo tipo de suelo.

$$Q_{di} = Q_p + Q_f \quad \text{Ecuación 32}$$

Donde:

- Q_{di} : capacidad de carga del pilote (ton)
- Q_p : capacidad de carga del pilote por punta (ton)
- Q_f : capacidad de carga del pilote por fricción lateral (ton)

La capacidad de carga por punta es otorgada por el tipo de suelo del estrato en la cual se apoyará la punta del pilote, esta capacidad se puede expresar mediante la Ecuación 33.

$$Q_p = q_d * A_p \quad \text{Ecuación 33}$$

Donde:

- q_d : capacidad de carga unitaria del suelo a la altura de la profundidad de la punta del pilote (ton/m²)
- A_p : área de la punta del pilote (m²)

En suelos finos, la capacidad de carga unitaria del suelo (q_d) se puede expresar mediante la Ecuación 34.

$$q_d = c * N_C \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde:

- C: cohesión del suelo en la punta del pilote (ton/m²)
- N_C : factor de capacidad de carga

Dicho factor N_C es función de la profundidad de cimentación y del ancho de la zapata.

En suelos granulares, la capacidad de carga unitaria del suelo (q_p) se puede expresar mediante la Ecuación 35.

$$q_d = \sigma'_T * N_q \quad \text{Ecuación 35}$$

Donde:

- σ'_T : presión efectiva a la profundidad de la punta del pilote (ton/m²)
- N_q : factor de capacidad de carga

Dicho factor de capacidad de carga N_q esta en función del ángulo de fricción de las arenas. Se muestra la siguiente Tabla 1 con los valores para cada ángulo de fricción.

Tabla 1.Factor de capacidad de carga (N_q)

ϕ (grados)	26°	28°	30°	31°	32°	33°	34°	35°	36°	37°	38°	39°	40°
N_q Pilotes excavados	5	8	10	10	14	17	21	25	30	28	43	60	72

Nota. Tomado de “Foundation and Earth Structures-Design Manual 7.2”, por Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command (USA), 1984.

La capacidad de carga por fricción lateral Q_f es otorgada por el tipo de suelo que atraviesa el pilote, esta capacidad se expresa mediante la Ecuación 36.

$$Q_f = \Sigma S_S * A_L \quad \text{Ecuación 36}$$

Donde:

- S_S : fricción lateral de la superficie de contactor entre el suelo y el pilote (ton/m²)
- A_L : área lateral del pilote (m²)

En suelos cohesivos, la fricción lateral S_S se puede expresar mediante la Ecuación 37.

$$S_S = C_a \quad \text{Ecuación 37}$$

Donde:

- C_a : adherencia en la superficie lateral del pilote (ton/m²)

Dicha adherencia es función de la cohesión de los estratos de arcilla, se muestra en la Tabla 2

Tabla 2.Adherencia en arcillas

Consistencia	C (kg/cm ²)	Ca (kg/cm ²)
		Pilotes de madera y concreto
Muy blanda	0-0.125	0-0.125
Blanda	0.125-0.250	0.125-0.240
Med.compacta	0.25-0.50	0.240-0.375
Compacta	0.50-1.00	0.375-0.475
Muy compacta	1.00-2.00	0.475-0.650
Dura	>2.00	0.65

Nota. Tomado de “Foundation and Earth Structures-Design Manual 7.2”, por Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command (USA), 1984.

En suelos granulares, la fricción lateral S_S se puede expresar mediante la Ecuación 38

$$S_S = K_{HC} * \sigma'_0 * \tan(\delta) \quad \text{Ecuación 38}$$

Donde:

- K_{HC} : coeficiente de empuje horizontal
- δ : ángulo de fricción entre el pilote y el suelo
- σ'_0 : presión efectiva vertical a la profundidad de análisis (ton/m²)

Para un pilote perforado el coeficiente de empuje horizontal K_{HC} es 0.7 y el ángulo de fricción entre el pilote y el suelo se puede calcular mediante la Ecuación 39.

$$\delta = 3/4 * \Phi \quad \text{Ecuación 39}$$

2.2.3 Métodos de cálculos de micropilotes

2.2.3.a Método de Bustamante

El método de cálculo que se propone es resultado de un conjunto de datos facilitados por numerosos ensayos de magnitudes considerables efectuadas en micropilotes y anclajes bajo una serie de factores correspondientes a cada proyecto. Por lo tanto, bajo la perspectiva geotécnica se debe tener cautela al usar el método que se desarrollará a continuación. Este método de cálculo es basado en una serie de 120 pruebas, entre las cuales se tiene a 101 de arrancamiento y 19 de cargas realizadas sobre anclajes (Bustamante, 1979). Estos ensayos han sido realizados por el laboratorio de Puentes y caminos en conjunto con empresas francesas de cimentaciones en 34 lugares distribuidos en todo el territorio francés. De dichos ensayos se puede notar el motivo del aminoramiento de la resistencia mostrados en los ábacos, el cual es debido a la dificultad de llegar a la obtención de la tracción límite T1 del sellado del micropilote.

El comportamiento de los micropilotes a compresión se puede obtener a partir del método de cálculo para micropilotes bajo tensión, pero añadiéndole la resistencia por la punta del micropilote. Se puede obtener la siguiente Ecuación 40.

$$Ql = Qp + Qs \quad \text{Ecuación 40}$$

Donde:

- Q_l : carga límite en la cabeza del micropilote (MN)
- Q_p : resistencia límite de la punta del micropilote (MN)
- Q_s : fricción límite a lo largo del sellado del micropilote (MN)

- **Fricción límite**

Para el sellado inyectado, el valor de fricción lateral bajo tracción es igual al valor bajo cargas compresivas, por lo que se puede hacer la siguiente Ecuación 41.

$$Q_s = Tl \quad \text{Ecuación 41}$$

Se obtiene la tracción límite del micropilote aislado en base a los ábacos Q_s y mediante la siguiente Ecuación 42.

$$Tl = \pi * D_s * L_s * q_s \quad \text{Ecuación 42}$$

Donde:

Tl = Tracción límite del micropilote aislado (MN)

D_s =Diámetro medio del bulbo de sellado (m^2)

Q_s =Fricción lateral unitaria que se ejerce a lo largo de la superficie en contacto (MPa)

Dicho valor de D_s depende del diámetro del taladro o perforadora D_d , así como de la naturaleza, la compacidad de los suelos y del modo de sellado. Este valor se expresa por la expresión $D_s=\alpha$, se introduce el valor de α que se puede obtener de la Tabla 3. La resistencia unitaria por fricción lateral se obtiene de los ábacos según corresponda al tipo de suelo, la Figura 9 para arcillas y limos, y Figura 10 para arenas y gravas.

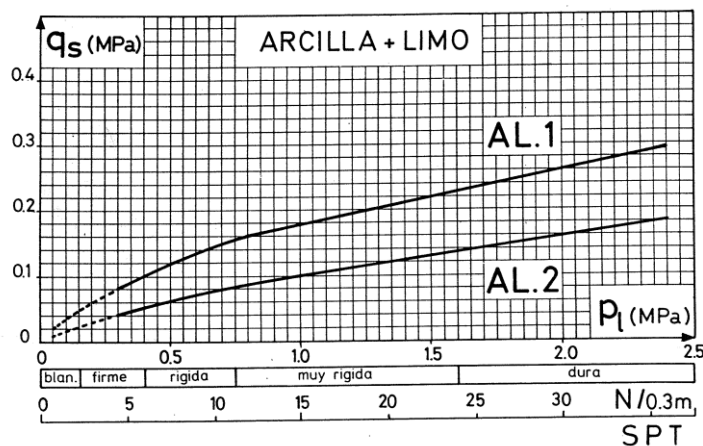


Figura 9. Ábacos para el cálculo de q_s para arcillas y limos

Nota. Tomado de "Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes", por Michel Bustamante (Francia), 1979.

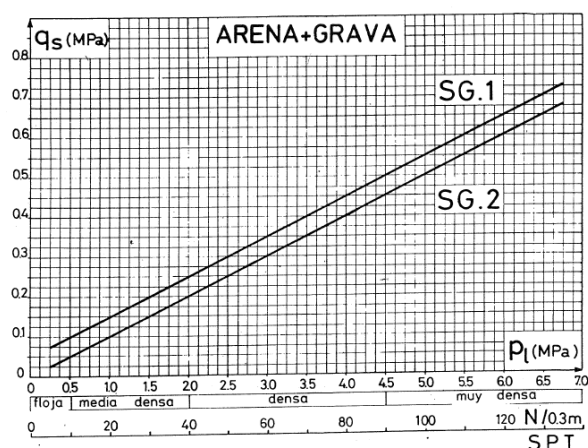


Figura 10. Ábacos para el cálculo de Q_s para arenas y gravas

Nota. Tomado de “Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes”, por Michel Bustamante (Francia), 1979.

Tabla 3. Tabla de coeficientes de seguridad

Suelos	Coeficiente		Cantidad mínima de lechada aconsejable V_i (volumen del bulbo de sellado)
	IRS	IGU	
Grava	1.8 a 1.8	1.3 a 1.4	$1.5 v_s$
Grava arenosa	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4	$1.5 v_s$
Arena en grava	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3	$1.5 v_s$
Arena gruesa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 v_s$
Arena mediana	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 v_s$
Arena fina	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 v_s$
Arena limosa	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	$1.5 v_s$ para IGU
Limo	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2	$2 v_s$ para IRS $1.5 v_s$ para IGU
Arcilla	1.8 a 2.0		$2.5 a 3 v_s$ para IGU $1.5 A 2 v_s$ para IGU
Marga	1.8	1.1 a 1.2	$1.5 a 2 v_s$ para capa compacta
Marga-calcrea	1.8	1.1 a 1.2	
Creta alterada o fragmentada	1.8	1.1 a 1.2	$2 a 6 v_s$ para capa fracturada
Roca alterada o fragmentada	1.2 a 1.8	1.1	$1 a 1.5 v_s$ si la capa esta finamente fisurada $2 v_s$ más si la capa está fracturada

Nota. Tomado de “Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes”, por Michel Bustamante (Francia), 1979.

Donde:

V_s : volumen del bulbo de sellado

IRS: Inyección Repetitiva y Selectiva

IGU: Inyección Global Unificada

- **Resistencia límite por Punta**

La resistencia de punta Q_s generalmente está en el rango entre el 15 al 20% de la fricción límite lateral, por lo tanto, se puede considerar como una simplificación la siguiente Ecuación 43.

$$Q_p = 0.15 * Q_s \quad \text{Ecuación 43}$$

Si se desea obtener un cálculo muy preciso se puede hacer uso de la siguiente Ecuación 44.

$$Q_p = S_p * K_p * p_i \quad \text{Ecuación 44}$$

Donde:

El valor de S_p corresponde a la sección de la punta del bulbo del sellado de diámetro D_s del micropilote, calculado como un anclaje. El valor de K_p , el cual es el factor de capacidad portante de la punta es dado por 1.6 para arcillas y 1.2 para las arenas y gravas; y el valor de P_i es la presión límite del suelo bajo la punta del micropilote.

2.2.3.b Método Teórico propuesto por la Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento

- **Resistencia en función del suelo**

El método publicado por El Ministerio de Fomento aplica un procedimiento de cálculo basado en coeficientes parciales de seguridad. Para los micropilotes en cimentaciones será necesario considerar las cargas mayoradas aplicadas en los apoyos de la estructura correspondiente, los cuales deberán ser menores a la capacidad de carga de los micropilotes. Dicho valor de resistencia deberá ser la suma de las resistencias calculadas por el fuste o fricción y por la punta, las cuales dependerán de las características de los micropilotes (longitud y diámetro) y de los estratos de suelo que atraviesa.

La resistencia o capacidad de carga última de los micropilotes sometidos a una fuerza vertical se deberán de determinar según la contribución de la punta.

- Cuando no se considera el aporte de resistencia de la punta se deberá tener en cuenta solo la resistencia que aporta el fuste del micropilote $R_{fc,d}$, mediante la siguiente Ecuación 45.

$$R_{c,d} = R_{fc,d} = A_L * r_{fc,d} \quad \text{Ecuación 45}$$

Donde:

- $R_{c,d}$: Resistencia o capacidad de carga última del micropilote (MN)

- $R_{fc,d}$: capacidad de carga última por fuste (MN)

- A_L : Área lateral del micropilote (m²)

- $r_{fc,d}$:rozamiento unitario por fuste o fricción (MN)

- Cuando se considera el aporte de la resistencia de la punta, la capacidad de carga del micropilote será la suma de la resistencia de fuste y de punta, la cual será un porcentaje de la capacidad de fuste. Se muestra la siguiente Ecuación 46.

$$R_{c,d} = R_{p,d} + R_{fc,d} \quad \text{Ecuación 46}$$

Donde:

- $R_{c,d}$: resistencia o capacidad de carga última del micropilote (MN)

- $R_{p,d}$:resistencia o capacidad de carga última por punta (MN)

- $R_{fc,d}$:resistencia o capacidad de carga última por fuste (MN)

El rozamiento unitario por fricción o fuste ($r_{fc,d}$) se obtendrá mediante la Ecuación 47.

$$r_{fc,d} = \frac{c}{F_C} + \sigma'_H(Z) * \tan(\delta) / F_\phi \quad \text{Ecuación 47}$$

Donde:

-C: Cohesión del suelo natural a una profundidad de análisis Z. Dicha propiedad del suelo se obtendrá mediante ensayos de corte directo, ensayos triaxiales, etc.

- δ : ángulo de rozamiento entre el suelo y el micropilote. Dicho valor es una fracción del ángulo de fricción (Φ).

- $\sigma'_H(Z)$: presión efectiva horizontal a una profundidad Z, que depende del tipo de inyección utilizado.

- Para inyecciones tipo IR o IRS y profundidades mayores a 5 metros. Se muestra la Ecuación 48.

$$\sigma'_H(Z) = k_0 * \sigma'_v(z) + \frac{p_i}{3} \quad \text{Ecuación 48}$$

- Para el resto de casos, se muestra la Ecuación 49.

$$\sigma'_H(Z) = k_0 * \sigma'_v(z) \quad \text{Ecuación 49}$$

Donde:

- $\sigma'_v(z)$: presión vertical efectiva a una profundidad de análisis Z (MPa)

- k_0 : coeficiente de empuje de reposo

- p_i : presión de inyección (MPa)

- F_c , F_Φ : coeficientes de minoración en función del tipo de aplicación y se puede obtener de la Tabla 4.

Tabla 4. Coeficientes F_c y F_Φ

Tipo de aplicación	F_c	F_Φ
Estructuras de cimentación de nueva construcción	1.5	1.5
Recalce de estructuras de cimentación preexistentes	1.2	1.2

Nota. Tomado de “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”, por Ministerio de Fomento (España), 2005.

Capacidad de carga por punta

Debido a la sección transversal pequeña que tienen los micropilotes y a la compatibilidad de desplazamientos, se considerará un valor máximo del 15% de la capacidad de carga por fuste sujetos a cargas aplicadas verticales según el Ministerio de Fomento (2005), el cual menciona que al no tener una sección transversal de gran magnitud se puede estimar dicha capacidad de carga por punta en un rango de 0 a 15 % de la capacidad de carga por fuste última hallada anteriormente. Se calculará dicha capacidad mediante la Ecuación 50.

$$R_{p,d} < 0.15 * R_{fc,d} \quad \text{Ecuación 50}$$

Donde:

- $R_{p,d}$: resistencia por punta última (MN)

- $R_{fc,d}$: resistencia por fuste última (MN)

- **Resistencia estructural del micropilote sujeto a compresión**

Se debe comprobar que la resistencia estructural admisible del micropilote o grupo de micropilotes a compresión debe ser mayor a la fuerza vertical aplicada en la zapata. Se calculará el número de micropilotes necesarios para comprobar dicha demanda mediante la siguiente Ecuación 51.

$$n * N_{c,Radmissible} > N_{c,Ed} \quad \text{Ecuación 51}$$

Donde:

- $N_{c,Radmissible}$: Resistencia estructural admisible a compresión del micropilote (MN)

- $N_{c,Ed}$: Carga aplicada a compresión (MN)

-n: número de micropilotes

La resistencia estructural última se calculará mediante la siguiente Ecuación 52.

$$N_{c,Rd} = (0.85 * A_c * f_{cd} + A_a * f_{yd}) * R / 1.2F_e \quad \text{Ecuación 52}$$

Donde:

- A_c : Área del concreto (m²)

- f_{cd} : Resistencia del mortero a compresión (MPa)
- f_{yd} : Resistencia de la armadura tubular de acero (MPa)
- A_a : Área de la armadura tubular de acero (m²) (Se obtiene de la Ecuación 53)
- F_e : Coeficiente de influencia del tipo de ejecución (Se obtiene de la Tabla 7)
- R : Factor de pandeo empírico (Se obtiene de la Tabla 8 y Ecuación 54)

El área de la armadura tubular (A_a) se calcula mediante la siguiente Ecuación 53.

$$A_a = \pi/4 ((d_e - 2r_e)^2 - d_i^2) * F_{u,c} \quad \text{Ecuación 53}$$

Donde:

- d_e :diámetro exterior (m)

- r_e :Reducción del espesor de la armadura tubular por corrosión. Se puede obtener de la Tabla 5.

- d_i :diámetro interior (m)

- $F_{u,c}$:Coeficiente de minoración del área de la armadura tubular. Se puede obtener de la Tabla 6.

Tabla 5.Reducción de espesor de armadura por corrosión, r_e (mm)

Tipo de Terreno	Vida útil requerida del micropilote (años)				
	5	25	50	75	100
Suelos naturales sin alterar	0.00	0.30	0.60	0.90	1.20
Suelos naturales contaminados o suelos industriales	0.15	0.75	1.50	2.25	3.00
Suelos naturales agresivos (turberas, ciénagas, etc)	0.20	1.00	1.75	2.50	3.25
Rellenos no agresivos sin compactar	0.18	0.70	1.20	1.70	2.20
Rellenos agresivos sin compactar(cenizas,escorias,etc)	0.50	2.00	3.25	4.50	5.75

Nota. Tomado de “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”, por Ministerio de Fomento (España), 2005.

Tabla 6. Coeficiente $F_{u,c}$

Tipo de unión	$F_{u,c}$
Mediante manguitos exteriores doblemente roscados, sin disminución de sección	1
De rosca machihembrada con sección ensanchada	
De rosca machihembrada, sin sección ensanchada y con contacto a tope en ambos extremos	
Otras uniones diseñadas específicamente para no sufrir pérdidas de resistencia	
Restos de casos	0.5

Nota. Tomado de “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”, por Ministerio de Fomento (España), 2005.

El coeficiente de influencia del tipo de ejecución(F_e) se puede obtener de la Tabla 7.

Tabla 7. Coeficiente F_e

Tipo de Terreno y de perforación	F_e
Terreno con nivel freático por encima de la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1.5
Terreno con nivel freático permanente bajo la punta del micropilote y perforación sin revestir, sin empleo de lodos	1.3
Cualquier tipo de terreno perforado con lodos	1.15
Cualquier tipo de terreno perforado al amparo de revestimiento recuperable	1.05
Micropilote con tubería de revestimiento dejada in situ de forma permanente	1

Nota. Tomado de “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”, por Ministerio de Fomento (España), 2005.

El factor de pandeo empírico o coeficiente de reducción de la resistencia estructural del micropilote por efecto del pandeo se puede calcular mediante la siguiente Ecuación 54.

$$R = 1.07 - 0.027 * C_R \quad \text{Ecuación 54}$$

Donde:

- C_R : Coeficiente adimensional. Se puede obtener de la siguiente Tabla 8.

Tabla 8. Coeficiente C_R

Tipo de coacción lateral	C_R
Fangos y turbas con $15 \text{ KPa} < s_u < 25$	18.0-12.0
Arcillas y limos blandos con $15 \text{ KPa} < s_u < 25$	12.0 - 8.0
Suelos no cohesivos de compacidad media que cumplan alguno de los siguientes requisitos: Encontrarse permanentemente por encima del nivel freático Presentar un coeficiente de uniformidad mayor o igual que dos	8.0 - 7.0
Suelos cohesivos de consistencia media ($25 \text{ KPa} < s_u < 50$)	
Libre	H/Dr

Nota. Tomado de “Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera”, por Ministerio de Fomento (España), 2005.

Donde:

-Dr: Diámetro del micropilote en zona de pandeo (m)

-H: Longitud de zona libre (m)

CAPÍTULO 3. PROYECTO Y ANÁLISIS DE LICUEFACCIÓN

En este capítulo se brindará la información necesaria respecto al proyecto para concebir la importancia de este trabajo de investigación y de la exploración geotécnica realizada para desarrollar un análisis de licuefacción para un perfil estratigráfico.

3.1 Proyecto

3.1.1 Memoria descriptiva del proyecto Centro comercial

El proyecto se desarrollará en un terreno de 42004.86 m^2 ubicado en el cruce de la avenida teniente Vásquez con la calle La Marina, en el distrito de Tumbes, provincia y departamento de Tumbes. Este centro comercial contará con dos futuras tiendas anclas planteadas como un supermercado y una tienda de utensilios para el hogar en el primer piso. Dicha tiendas anclas se localizan alejadas de la esquina creando un espacio abierto destinado a estacionamientos e ingreso desde la calle Teniente Vásquez. Además, el centro comercial contará con tiendas menores que acompañaran el uso comercial de la edificación en los pisos 2, 3 y 4. Se plantea tener accesos independientes para cada tienda anclas y zonas de trastiendas ubicadas hacia la parte posterior del terreno donde se ha planteado el patio de maniobra y los espacios correspondientes de andenes de carga y descarga de mercadería.

La vida útil del proyecto se estima en 30 años considerando las edificaciones y servicios comunes, la construcción de los accesos y vías adyacentes al terreno con pavimentos, instalaciones sanitarias, suministro de energía eléctrica y combustible. El proyecto se desarrollará en cuatro niveles. El primero se distribuye en tres zonas definidas: la zona comercial, que cuenta con un supermercado y tienda del hogar, zona financiera (locales financieros), locales de servicio y la zona de servicio común (patio de maniobras, anden de carga y descarga, cuartos de basura), además de los estacionamientos exteriores. La circulación vertical continua a los niveles superiores mediante un núcleo de escaleras mecánicas que comunican todos los pisos superiores, ubicado en la galería central entre los locales comerciales y la zona de cajas del hipermercado, otros accesos a los niveles superiores mediante escaleras de evacuación, o a través de rampas y escaleras exteriores. En el segundo piso se cuenta con un ingreso desde el estacionamiento exterior por medio de rampas y escaleras. En este nivel se distribuyen los locales comerciales, tiendas intermedias 1 y 2, 1 café y restaurantes. En el tercer nivel se cuenta con el piso de tiendas departamentales, una tienda intermedia y salas de cines. A lo largo de la galería, se encuentran distribuidos los locales comerciales menores y en la parte central de esta galería está el patio de comidas con locales de comida rápida y el boulevard gastronómico. En el

cuarto nivel se encuentran los cuartos de máquinas de las tiendas ancla 1 y 2, y las oficinas administrativas del mall.

3.1.2 Exploración geotécnica y datos del perfil

El programa de exploración de campo que se llevó a cabo comprendió las siguientes pruebas:

-9 perforaciones por lavado, tipo wash boring de 9.65 a 15.45 metros de profundidad respecto al nivel de la superficie del terreno, cuyas denominaciones están comprendidas entre WB-1 a WB-9, en las cuales se ejecutaron ensayos de penetración estándar SPT espaciadas cada 1 metro.

-2 calicatas excavadas manualmente hasta una profundidad promedio entre 1.2 a 1.5 metros respecto a la superficie del terreno denominadas C-1 y C-2.

-20 auscultaciones con cono Peck, denominadas CP-1 a CP-20, las cuales alcanzaron el rechazo a profundidades comprendidas entre 9.6 a 13.5 metros respecto a la superficie actual del terreno.

Con las pruebas realizadas anteriormente se puede establecer un perfil de suelo del terreno, el cual está conformado por una capa superior de relleno heterogéneo entre 0.3 a 1.4 metros de espesor constituido por arcilla limosa de plasticidad baja a media, muy blanda a medianamente compacta; arena fina, gravosa, ligeramente limosa a limosa, medianamente densa; grava arenosa, arcillosa, medianamente densa con restos de desmonte.

En seguida se tiene una capa de suelos finos de baja a mediana resistencia constituida por variados espesores de estratos de arcilla limosa de plasticidad baja a media, blanda a compacta; arcilla limosa de plasticidad alta, muy blanda a compacta; limo arcilloso de plasticidad alta compacta y arena fina con contenido variable de limo y arcilla suelta a medianamente densa. Se registro capas de composición orgánica.

Finalmente, para profundidades comprendidas entre 11.6 y 13.9 metros se registra un depósito de arena fina con contenido variable de limo y arcilla, densa a muy densa, que se prolonga hasta alcanzar el límite de la profundidad investigada de 15.45 metros.

La napa freática se registró para profundidades comprendidas entre 0.45 a 1.2 metros respecto al nivel de la superficie actual del terreno y se considera las fluctuaciones estacionales.

Se muestra en la Tabla 9 el número de golpes sin corregir de la prueba SPT por cada 45 cm ejecutada en la perforación WB-3 por lavado tipo wash boring. De dicho intervalo de 45 cm compuesto por 3 tramos de 15 cm, se tomó en cuenta los datos y profundidades de análisis para los tramos 2 y 3.

Tabla 9. Número de golpes del ensayo de penetración Estándar

N°	SUCS	INICIO-FIN DE SPT(m)	Profundidad de análisis media (m)	N (SPT)
1	CH	1.00-1.45	1.3	2
2	CH	2.20-2.65	2.5	4
3	CH	3.00-3.65	3.5	7
4	SC	4.00-4.45	4.3	3
5	CH	5.00-5.45	5.3	14
6	SM	6.00-6.45	6.3	16
7	CH	7.20-7.65	7.3	12
8	CH	8.00-8.45	8.5	16
9	SC	9.00-9.45	9.3	12
10	SM	10.20-10.65	10.5	34
11	SM	11.00-11.45	11.3	25
12	SM	12.00-12.45	12.3	29
13	SM	13.00-13.45	13.3	22
14	SM	14.00-14.45	14.3	58
15	SM	15.00-15.45	15.3	59

Nota. Tomado de “Estudio de Mecánica de Suelos Centro Comercial Tumbes”, por M Y M Consultores (Perú), 2016.

3.2 Análisis de licuefacción para perfil WB-3

El terreno estudiado se encuentra localizado en la costa del Perú con una distancia menor a 50 km por encima de la zona de subducción de la placa de nazca bajo la placa sudamericana. El perfil estratigráfico presenta arenas, por lo cual la licuefacción se convierte en una sollicitación sísmica que se va a analizar en el presente trabajo de investigación a través de las aceleraciones máximas. Dicho cálculo se realizará acorde con la Norma Técnica de Edificaciones E.030: Diseño sismorresistente, la cual especifica que el terreno se encuentra en la zona 4, por lo que le corresponde una aceleración de 0.45 g semejante a un sismo severo de magnitud 7.5 M_w con una menor probabilidad de ocurrencia. Para el cálculo del esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce Licuefacción (CRR) se

realizará la corrección de número de golpes obtenidos del ensayo de SPT (Tabla 9), se realizará las siguientes correcciones:

Corrección por tensión vertical debido al confinamiento (C_N)

Se realizó la corrección al confinamiento con la normalización a 1 kg/cm^2 , para lo cual se tomó como datos de entrada el peso específico en unidades gr/cm^3 para el cálculo de los esfuerzos totales, el peso específico del agua (1 gr/cm^3) para la presión de poros en unidades kg/cm^2 y se obtuvo el esfuerzo efectivo para cada profundidad de análisis. Se hizo uso de la Ecuación 7 propuesta por Liao and Whitman (1986) para el cálculo de C_N . Se muestra los resultados para cada profundidad de análisis en la siguiente Tabla 10. Se puede notar que a profundidades mayores a 10 metros hay un factor de reducción del número de golpes por cada 30 cm, esto debido a la normalización por la presión de tapada.

Tabla 10. Cálculo de corrección por tensión vertical (C_N)

N°	Sucs	Profundidad de análisis(m)	γ_{sat} (kg/cm^3)	Esfuerzo total (kg/cm^2)	Presión de poros (kg/cm^2)	esfuerzo efectivo (kg/cm^2)	C_N
1	CH	1.3	0.00189	0.246	0.01	0.236	1.7
2	CH	2.5	0.00189	0.473	0.13	0.343	1.7
3	CH	3.5	0.00188	0.661	0.23	0.431	1.5
4	SC	4.3	0.00206	0.825	0.31	0.515	1.4
5	CH	5.3	0.00165	0.990	0.41	0.580	1.3
6	SM	6.3	0.00212	1.202	0.51	0.692	1.2
7	CH	7.3	0.00165	1.367	0.61	0.757	1.1
8	CH	8.5	0.00165	1.565	0.73	0.835	1.1
9	SC	9.3	0.00206	1.730	0.81	0.920	1.0
10	SM	10.5	0.00212	1.985	0.93	1.055	1.0
11	SM	11.3	0.00212	2.154	1.01	1.144	0.9
12	SM	12.3	0.00213	2.367	1.11	1.257	0.9
13	SM	13.3	0.00212	2.579	1.21	1.369	0.9
14	SM	14.3	0.00215	2.794	1.31	1.484	0.8
15	SM	15.3	0.00210	3.004	1.41	1.594	0.8

De los resultados obtenidos de la Tabla 10 podemos concluir que el valor de corrección por tensión vertical (C_N) aumentará el número de golpes obtenidos del SPT hasta una profundidad de 10 metros y a partir de dicha profundidad reducirá el valor de número de golpes (N) hasta los 15.3 metros. Los resultados demuestran que es necesario hacer dicha corrección por tensión vertical debido a que a profundidades mayores los ensayos de SPT

brindan resultados elevados, esto es debido al aumento del confinamiento a profundidades altas.

Se asignan los siguientes valores para las correcciones: el martillo usado en la prueba de SPT fue un martillo tipo donut por lo tanto se hizo uso de un martillo que proporciona el 60% de energía ($C_E = 1$); el diámetro de perforación usado fue de 115 mm por ende se asigna un valor de corrección por diámetro de perforación ($C_B = 1$); el muestreador fue estándar con revestimiento por ende se asigna un valor de corrección de muestreador ($C_S = 1$); se asignó un valor por longitud de varilla (C_R) según la Figura 8. Se hace uso de Ecuación 6 para obtener el $N_{1,60}$ para cada profundidad de análisis y se muestra los resultados en la siguiente Tabla 11.

Tabla 11. Cálculo de $N_{1,60}$

N°	N SPT	SUCS	C_E	C_B	C_R	C_S	N_S/n	C_N	$N_{1,60}$
1	2.0	CH	1.0	1.0	0.70	1.0	1	1.7	2
2	4.0	CH	1.0	1.0	0.70	1.0	3	1.7	5
3	7.0	CH	1.0	1.0	0.70	1.0	5	1.5	7
4	3.0	SC	1.0	1.0	0.80	1.0	2	1.4	3
5	14.0	CH	1.0	1.0	0.86	1.0	12	1.3	16
6	16.0	SM	1.0	1.0	0.91	1.0	15	1.2	18
7	12.0	CH	1.0	1.0	0.94	1.0	11	1.1	13
8	16.0	CH	1.0	1.0	0.96	1.0	15	1.1	17
9	12.0	SC	1.0	1.0	0.97	1.0	12	1.0	12
10	34.0	SM	1.0	1.0	0.98	1.0	33	1.0	32
11	25.0	SM	1.0	1.0	0.98	1.0	25	0.9	23
12	29.0	SM	1.0	1.0	0.99	1.0	29	0.9	26
13	22.0	SM	1.0	1.0	0.99	1.0	22	0.9	19
14	58.0	SM	1.0	1.0	0.99	1.0	57	0.8	47
15	59.0	SM	1.0	1.0	0.99	1.0	58	0.8	46

De los resultados obtenidos de la Tabla 11 se tiene un incremento del número de golpes hasta una profundidad de 10 metros en la cual se mantiene constante y se tiene una disminución del número de golpes hasta los 15.3 metros. El valor que hace disminuir el número de golpes es la corrección por tensión vertical, por lo tanto, se tendrá un valor conservador de N.

Para el cálculo del coeficiente de reducción de tensiones (rd) se debe calcular la velocidad de corte promedio en los 12.2 primeros metros, mediante la Ecuación 55 y Ecuación 56

propuesta por Japan Road Association (2002), la cual es aplicable para todo suelos arenosos y arcillosos respectivamente.

$$V_s = 80 * N^{(1/3)} \quad \text{Ecuación 55}$$

$$V_s = 100 * N^{(1/3)} \quad \text{Ecuación 56}$$

Donde N es el número de golpes obtenidos del SPT corregido sin normalización. Dicho valor de Velocidad de onda de corte debe estar en unidades de pies/segundo, por lo que se realizará la conversión de m/s a dichas unidades. Se presenta la siguiente Tabla 12 con los resultados obtenidos:

Tabla 12. Cálculo de Velocidad de corte promedio en los 12.2 metros

N°	Profundidad de análisis (m)	N _{s/N}	V _s (m/s)	V _s 12.2 promedio (ft/s)
1	1.3	1	111.9	640
2	2.5	3	140.9	
3	3.5	5	169.8	
4	4.3	2	107.1	
5	5.3	12	229.2	
6	6.3	15	195.3	
7	7.3	11	224.3	
8	8.5	15	248.6	
9	9.3	12	181.3	
10	10.5	33	257.4	
11	11.3	25	232.4	
12	12.3	29	245.0	

Se obtuvo de la Tabla 12 valores de velocidad de onda de corte que aumentan en relación a su profundidad hasta una profundidad de 12.3 metros y un valor de velocidad de onda de corte promedio de 640 ft/s. Es importante añadir, que se realizó el cálculo de la velocidad de onda de corte hasta esa profundidad dado que según los casos sísmicos analizados es hasta dicha profundidad que generalmente ocurre la licuefacción de estratos de suelo.

Se calculó el coeficiente de reducción de tensiones para cada profundidad de ensayo, para lo cual se hizo uso de la Ecuación 2. Para el uso de dicha ecuación, la profundidad de análisis promedio debe estar en pies. Se presenta los resultados para el sismo estudiado (severo) y para cada profundidad en la siguiente Tabla 13.

Tabla 13. Cálculo de coeficiente de reducción de tensiones para sismo severo

N°	Profundidad análisis (ft)	a_{max} 0.45(g)	Mw sismo severo	Rd sismo severo
1	4.3	0.45	7.5	0.98
2	8.2	0.45	7.5	0.97
3	11.5	0.45	7.5	0.96
4	14.1	0.45	7.5	0.95
5	17.4	0.45	7.5	0.93
6	20.7	0.45	7.5	0.91
7	23.9	0.45	7.5	0.89
8	27.9	0.45	7.5	0.85
9	30.5	0.45	7.5	0.82
10	34.4	0.45	7.5	0.78
11	37.1	0.45	7.5	0.76
12	40.3	0.45	7.5	0.73
13	43.6	0.45	7.5	0.70
14	46.9	0.45	7.5	0.67
15	50.2	0.45	7.5	0.66

Se han obtenido valores de reducción de tensiones para el sismo severo que disminuyen gradualmente en razón a la profundidad de análisis, lo que causará que los resultados obtenidos del esfuerzo cíclico inducido por el sismo CSR disminuyan en la misma relación.

Se calculó el esfuerzo cíclico inducido por sismo (CSR pico) mediante la Ecuación 1 para cada el sismo en estudio (severo) y el esfuerzo cíclico inducido (CSR equivalente) mediante la Ecuación 4. Los resultados para cada profundidad de análisis se muestran en la siguiente Tabla 14.

Tabla 14. Cálculo de CSR equivalente para sismo severo

N°	SUCS	Profundidad de análisis (m)	Esfuerzo total (kg/cm ²)	esfuerzo efectivo (kg/cm ²)	a_{max} 0.45(g)	CSR pico sismo severo	CSRequ SISMO severo
1	CH	1.3	0.25	0.24	0.45	-	-
2	CH	2.5	0.47	0.34	0.45	-	-
3	CH	3.5	0.66	0.43	0.45	-	-
4	SC	4.3	0.83	0.52	0.45	0.68	0.45
5	CH	5.3	0.99	0.58	0.45	-	-
6	SM	6.3	1.20	0.69	0.45	0.71	0.46
7	CH	7.3	1.37	0.76	0.45	-	-
8	CH	8.5	1.57	0.84	0.45	-	-
9	SC	9.3	1.73	0.92	0.45	0.70	0.45
10	SM	10.5	1.98	1.05	0.45	0.66	0.43

11	SM	11.3	2.15	1.14	0.45	0.64	0.42
12	SM	12.3	2.37	1.26	0.45	0.61	0.40
13	SM	13.3	2.58	1.37	0.45	0.59	0.38
14	SM	14.3	2.79	1.48	0.45	0.57	0.37
15	SM	15.3	3.00	1.59	0.45	0.56	0.36

De la Tabla 14 se tiene esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo (CSR equivalente) que tienen valores altos hasta una profundidad de 9.3 metros y que disminuyen a partir de dicha profundidad. Es decir que las sollicitaciones sísmicas para un sismo severo disminuyen a partir de una profundidad de 9.3 metros para el perfil de suelo estudiado. No se realizó el cálculo de los esfuerzos cíclicos inducidos por el sismo en los estratos de suelos cohesivos. Estos estratos de suelo no podrán licuar, dado que la perdida de resistencia al esfuerzo cortante producto de una vibración intensa (sismo) solo afecta a suelos granulares.

No se corregirá el valor de CSR equivalente para el sismo severo, dado que las relaciones se desarrollaron para un sismo de 7.5 M_w de magnitud.

Para el cálculo del CRR, se debe de hallar la probabilidad de licuefacción para cada profundidad de análisis, para ello se realizará el cálculo de la expresión contenida dentro de la Ecuación 11 en donde a partir de los valores CSR equivalente corregido, M_w sismo, $N_{1,60}$, contenidos de finos y esfuerzo efectivo en unidades lb/pies² se puede calcular la expresión, a la cual se le aplicará una distribución estándar acumulativa para obtener la probabilidad de licuación. Se muestra la Tabla 15 con los resultados obtenidos para la expresión de un sismo de intensidad severa.

Tabla 15. Cálculo de expresión para licuefacción de sismo severo

N°	$N_{1,60}$ (golpes/ft)	CSR SISMO SEVERO	MW SISMO SEVERO	ESFUERZO EFECTIVO (lb/ft ²)	FC	EXPRESIÓN SISMO SEVERO
1	2	0.30	7.5	483	80	-
2	5	0.39	7.5	702	90	-
3	8	0.43	7.5	882	90	-
4	3	0.45	7.5	1055	35	8.85
5	16	0.47	7.5	1188	86	-
6	18	0.46	7.5	1418	20	4.05
7	13	0.47	7.5	1551	100	-
8	17	0.47	7.5	1711	100	-
9	12	0.45	7.5	1884	35	5.96
10	33	0.43	7.5	2160	13	-1.33
11	23	0.42	7.5	2344	13	2.39
12	26	0.40	7.5	2575	13	1.24

13	19	0.38	7.5	2805	13	3.93
14	48	0.37	7.5	3040	13	-7.42
15	47	0.36	7.5	3265	13	-7.11

Para el cálculo de dicha probabilidad de licuefacción (PL) se hace uso de la distribución normal acumulativa. Se realiza dicho procedimiento para cada punto de análisis y para un sismo severo, se muestra los resultados en las siguiente Tabla 16.

Tabla 16. Cálculo de Probabilidad de sismo severo

N°	Profundidad de análisis (m)	Expresión sismo severo	PL sismo severo
1	1.3	-	-
2	2.5	-	-
3	3.5	-	-
4	4.3	8.85	1.00
5	5.3	-	-
6	6.3	4.05	1.00
7	7.3	-	-
8	8.5	-	-
9	9.3	5.96	1.00
10	10.5	-1.33	0.09
11	11.3	2.39	0.99
12	12.3	1.24	0.89
13	13.3	3.93	1.00
14	14.3	-7.42	0.00
15	15.3	-7.11	0.00

De la Tabla 16 se tiene probabilidades de licuefacción iguales a 1 hasta una profundidad de 13.3 metros para un sismo severo. En base a dicho resultado, la profundidad de la cimentación profunda debe ser mayor a esta con el fin de que la punta del pilote este en un estrato que provea de resistencia al esfuerzo cortante ante una vibración intensa severa.

Se realiza el cálculo del esfuerzo cortante cíclico normalizado resistente mínimo que produce licuefacción (CRR) para el sismo severo, se hace uso del número de golpes corregidos ($N_{1,60}$) en unidades de golpes/pies, el M_w para el sismo severo, el esfuerzo efectivo para cada profundidad de análisis en unidades de lb/pies², el contenido de finos y de la probabilidad de licuefacción mediante la Ecuación 12 para el sismo en mención. Se muestra los resultados obtenidos en la Tabla 17.

Tabla 17. Cálculo de Crr para sismo severo

N°	N _{1,60} (golpes/ft)	CSR	M _w	ESFUERZO EFECTIVO (lb/ft ²)	FC	PL	CRR SISMO SEVERO
1	3	0.30	7.5	483	80	-	-
2	5	0.39	7.5	702	90	-	-
3	8	0.43	7.5	882	90	-	-
4	3	0.45	7.5	1055	35	1.00	0.09
5	16	0.47	7.5	1188	86	-	-
6	18	0.46	7.5	1418	20	1.00	0.25
7	13	0.47	7.5	1551	100	-	-
8	17	0.47	7.5	1711	100	-	-
9	12	0.45	7.5	1884	35	1.00	0.17
10	33	0.43	7.5	2160	13	0.09	0.58
11	23	0.42	7.5	2344	13	0.99	0.31
12	26	0.40	7.5	2575	13	0.89	0.37
13	19	0.38	7.5	2805	13	1.00	0.21
14	48	0.37	7.5	3040	13	0.00	1.67
15	47	0.36	7.5	3265	13	0.00	1.53

Se calculará el factor de seguridad mediante la Ecuación 13, dicho factor de seguridad debe ser mayor a 1.15 para que no se produzca licuefacción. Se muestra los resultados en la Tabla 18 para el sismo severo.

Tabla 18. Cálculo de FS para sismo severo

N°	Profundidad de análisis (m)	SUCS	N _{1,60}	CSR	CRR	FS
1	-1.300	CH	2	-	-	-
2	-2.500	CH	5	-	-	-
3	-3.500	CH	7	-	-	-
4	-4.300	SC	3	0.45	0.091	0.20
5	-5.300	CH	16	-	-	-
6	-6.300	SM	18	0.46	0.250	0.54
7	-7.300	CH	13	-	-	-
8	-8.500	CH	17	-	-	-
9	-9.300	SC	12	0.45	0.166	0.37
10	-10.500	SM	32	0.43	0.576	1.34
11	-11.300	SM	23	0.42	0.314	0.75
12	-12.300	SM	26	0.40	0.372	0.93
13	-13.300	SM	19	0.38	0.212	0.55
14	-14.300	SM	47	0.37	1.671	4.50
15	-15.300	SM	46	0.36	1.527	4.23

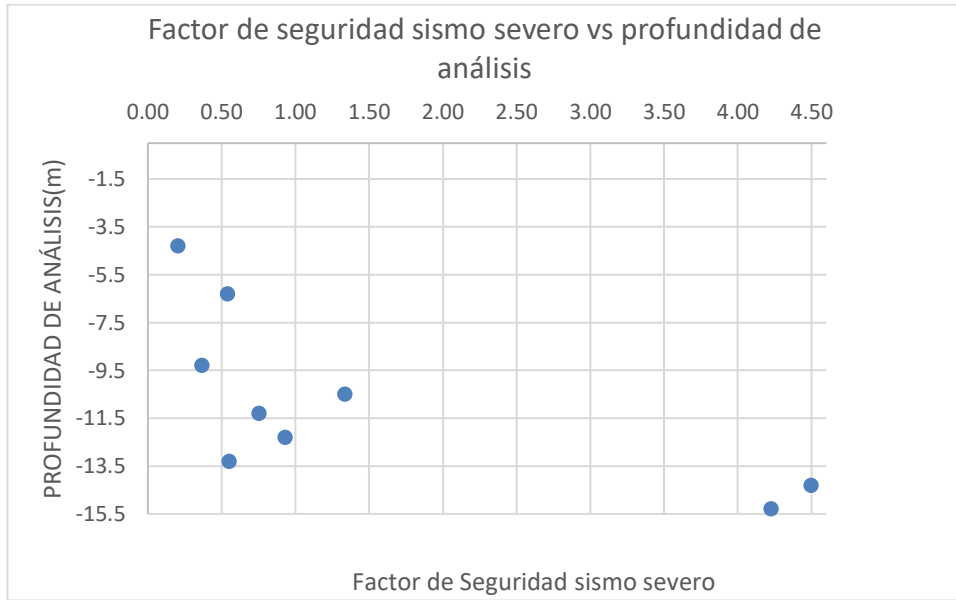


Figura 11. Factor de seguridad para sismo severo vs profundidad de análisis

De la Figura 11 y Tabla 9 se puede concluir que para un estrato que presenta un número de golpes del orden de 26 presentará licuefacción producido por un sismo de magnitud severa de 7.50 Mw. Y para estratos de arena muy densas que presenta entre 46 a 47 golpes se tendrá un factor de seguridad de 4.5.

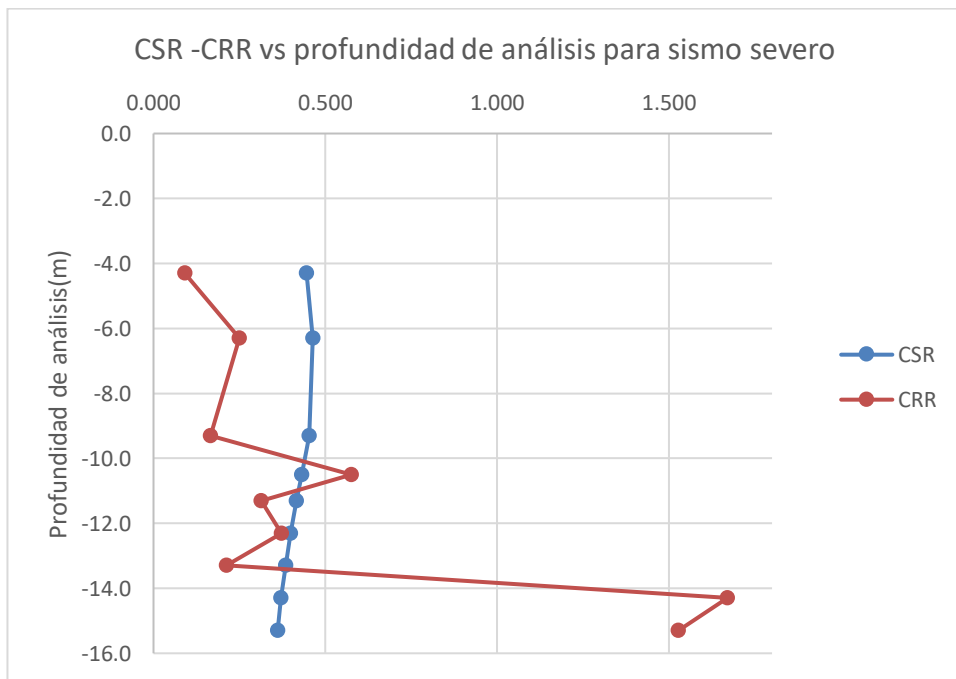


Figura 12. Valores de CSR Y CRR vs profundidad de análisis para sismo severo

La Figura 12 muestra que se tiene valores de esfuerzo cíclicos resistentes (CRR) mayores a los esfuerzos cíclicos inducidos por sismo (CSR) en los estratos que no licuarán por un sismo de magnitud severa de 7.5 M_w .

Del análisis efectuado de licuefacción para sismo de magnitud severa, se concluye que las cimentaciones profundas deben de tener una longitud mayor a 13.3 metros con respecto a la superficie del terreno para evitar que se produzca una falla estructural producto de una licuefacción del estrato por un sismo severo. Además, no se deberá de considerar el aporte de los estratos licuables para el cálculo de la capacidad de carga por fricción.

CAPÍTULO 4. DISEÑO DE PILOTES EXCAVADOS

En este capítulo se desarrollará el diseño estructural y geotécnico de la cimentación con pilotes excavados para el perfil estratigráfico y carga vertical analizada. Se realizará dicho diseño considerando los datos del perfil estratigráfico y resultados obtenidos en el capítulo 3.

4.1 Selección del elemento y profundidad de cimentación

Se realizará el cálculo para una cimentación profunda mediante pilotes de concreto armado de 280 kg/cm², la cual transmitirá las cargas de una zapata con profundidad de cimentación de -1 metro con respecto a la superficie del terreno.

4.2 Estimación de la longitud y diámetro del pilote

4.2.1 Resistencia estructural

Se realizará el cálculo de la carga de trabajo en función de la resistencia estructural del pilote, la cual es analizada para una carga de 450 toneladas aplicada a la zapata. Se cuenta con los datos de la fluencia del acero estructural ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) y un esfuerzo de compresión del concreto ($f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$).

Se realiza el cálculo el área de concreto en cm² para un diámetro de pilote de 80 cm mediante la siguiente Ecuación 57.

$$\text{Área de concreto}(cm^2) = \frac{3.14 * D^2}{4} \quad \text{Ecuación 57}$$

Se obtuvo un área total de 5026.6 cm². Según la norma E 0.60 Concreto Armado, la cuantía mínima es de 1% el área de concreto, por lo tanto, se tiene que el área de acero mínima es de 50.3 cm², se hace uso de 12 barras de acero de 1 pulgada de diámetro, con un total de área de acero instalado (A_s) de 61.2 cm². Por lo tanto, el área de concreto (A_c) es 4965.4 cm².

Se calcula la resistencia estructural como una columna corta mediante la Ecuación 58.

$$R_u(t) = 0.85 * (A_c * f'_c + A_s * f_y) / 1000 \quad \text{Ecuación 58}$$

Se obtuvo una resistencia estructural de 1400 toneladas.

Por lo tanto, con la carga analizada de 450 toneladas sería necesario de 1 solo pilote en función de la resistencia estructural del pilote.

4.2.2 Resistencia en función del suelo

La capacidad de carga por compresión se realizará con los datos obtenidos por condiciones de la licuefacción, en el cual se tendrá el aporte de la punta y el fuste o fricción. Se estima que el pilote tendrá un diámetro de 80 cm y una profundidad de 16.3 metros con respecto a la superficie del terreno, es decir una profundidad de 15.3 metros con respecto a la base de la zapata.

Para dicho cálculo es necesario hacer una estimación del ángulo de fricción mediante el número de golpes corregidos por energía, confinamiento y haciendo uso de la siguiente Ecuación 59 propuesta por Schmertmann (1975).

$$\phi = \text{atan} \left((N_{160}/32.5)^{0.34} \right) \quad \text{Ecuación 59}$$

Se presenta la Tabla 19 con los ángulos de fricción para cada profundidad media de análisis.

Tabla 19. Estimación del ángulo de fricción

Profundidad media (m)	SUCS	N (SPT)	CN	N1	Φ°
1.3	CH	2	1.7	3.4	-
2.5	CH	4	1.7	6.8	-
3.5	CH	7	1.5	10.7	-
4.3	SC	3	1.4	4.2	26
5.3	CH	14	1.3	18.4	-
6.3	SM	16	1.2	19.2	40
7.3	CH	12	1.1	13.8	-
8.5	CH	16	1.1	17.5	-
9.3	SC	12	1.0	12.5	36
10.5	SM	34	1.0	33.1	45
11.3	SM	25	0.9	23.4	42
12.3	SM	29	0.9	25.9	43
13.3	SM	22	0.9	18.8	40
14.3	SM	58	0.8	47.6	49
15.3	SM	59	0.8	46.7	49
16.3	SM	59	0.8	47.2	49

4.2.2.a Capacidad por punta

Se estima la punta del pilote debería llegar a un estrato con alto esfuerzo admisible; en nuestro caso este estrato es una arena que tiene un alto número de golpes (59 golpes). Se calcula la capacidad que aporta la punta del pilote mediante la siguiente Ecuación 60.

$$Q_{punta}(t) = (\sigma'_{o} * N_Q * A_T) / 1000 \quad \text{Ecuación 60}$$

A una profundidad de 16.3 metros se tiene que el esfuerzo efectivo es 1.709 kg/cm², un N_Q de 72 acorde a un ángulo de fricción máximo de 40° y un área de total de concreto de 5027 cm². Se obtiene una capacidad por punta de 618.6 toneladas.

4.2.2.b Capacidad por fricción

La capacidad por fricción (adherencia) será aportada por los estratos que no sean licuables producto de un sismo severo de 0.45 g de aceleración. Se presenta las diferentes Ecuación 61 y Ecuación 62 para arenas y arcillas respectivamente.

$$SS_{arenas}(kg) = K_{HC} * \sigma'_{o} * \tan(\delta) * Perimetro * espesor * 100 \quad \text{Ecuación 61}$$

$$SS_{arcillas} = Ca * Perimetro * espesor * 100 \quad \text{Ecuación 62}$$

Donde K_{HC} es el coeficiente de empuje lateral (0.7) para pilotes perforados, el ángulo de fricción pilote y suelo (δ) es $3/4 \Phi$ (ángulo de fricción), y Ca es la adherencia en la superficie lateral del pilote. Dicha adherencia es calculada según la cohesión de la arcilla, en el caso analizado es una arcilla medianamente compacta con una cohesión entre 0.25 a 0.50 kg/cm², por ende, para un pilote de concreto estará en un rango entre 0.240 y 0.375 kg/cm². Para valores de cohesión intermedios se ha realizado una interpolación lineal. Se presenta los datos en la Tabla 20.

Tabla 20. Cálculo de capacidad de carga por fricción.

N°	SUCS	Profundidad de análisis media(m)	esfuerzo efectivo (kg/cm ²)	¿LICUA?	Φ°	∫	C (kg/cm ²)	Ca (kg/cm ²)	SS ARENAS (KG)	SS arcillas (KG)
1	CH	1.3	0.236	-	0	0	0.31	0.272	0	0
2	CH	2.5	0.343	-	0	0	0.42	0.332	0	0
3	CH	3.5	0.431	-	0	0	0.485	0.367	0	0
4	SC	4.3	0.515	0.20	26	20	0	0	0	0
5	CH	5.3	0.580	-	0	0	0.49	0.37	0	0
6	SM	6.3	0.692	0.54	40	30	0	0		0
7	CH	7.3	0.757	-	0	0	0.49	0.37	0	0
8	CH	8.5	0.835	-	0	0	0.5	0.375	0	0
9	SC	9.3	0.920	0.37	36	27	0	0	0	0
10	SM	10.5	1.055	1.34	45	34	0	0	0	0
11	SM	11.3	1.144	0.75	42	31	0	0	0	0
12	SM	12.3	1.257	0.93	43	32	0	0	0	0
13	SM	13.3	1.369	0.55	40	30	0	0	0	0
14	SM	14.3	1.484	4.50	49	37	0	0	19,344	0
15	SM	15.3	1.594	4.23	49	36	0	0	20,675	0
16	SM	16.3	1.709	4.23	49	36	0	0	22,226	
									62,245	

De Tabla 20 se puede concluir que la capacidad de carga por fricción es provista por los estratos de arena no licuables a partir de una profundidad de 14.3 metros con respecto al nivel del terreno. Por ello, se tiene que la capacidad de carga por fricción es de 62.25 toneladas.

4.3 Cálculo de la capacidad última, admisible y número de pilotes excavados

Se tiene que la capacidad por punta (Q punta) es de 618.6 toneladas y una capacidad por fricción (Q fricción) de 62.2 toneladas, por lo que se hace uso de la siguiente Ecuación 63 para calcular su capacidad última.

$$Q_{\text{última}} = Q_{\text{punta}} + Q_{\text{fricción}} \quad \text{Ecuación 63}$$

Se tiene que la capacidad última (Q última) es de 680.8 toneladas. Y con un factor de seguridad de 3 para cargas estáticas se tiene que la capacidad admisible (Q admisible) es de 226.9 toneladas. Con la carga analizada para la zapata de 450 toneladas y la capacidad

admisible ya antes calculada, se calcula el número de pilotes necesarios para soportar dicha carga mediante la siguiente Ecuación 64.

$$\#pilotes = Q_{analizada} / Q_{admisible} \quad \text{Ecuación 64}$$

Se obtiene un valor de 2 pilotes de 15.3 metros de longitud efectiva y 0.8 metros de diámetro para soportar dicha sollicitación de carga vertical.

4.4 Distribución y capacidad de carga de grupo de pilotes

4.4.1 Distribución de pilotes

La longitud de los pilotes es 15.3 metros, por ende, se escoge una separación mínima de 4 veces el diámetro del pilote entre ejes de los mismos según Tomlinson (1977). El diámetro obtenido para el diseño es de 0.8 m, por lo tanto, se debe tener una separación mínima de 3.2 metros entre ejes de los pilotes. La distribución de pilotes en el cabezal (zapata) se muestra en la Figura 13.

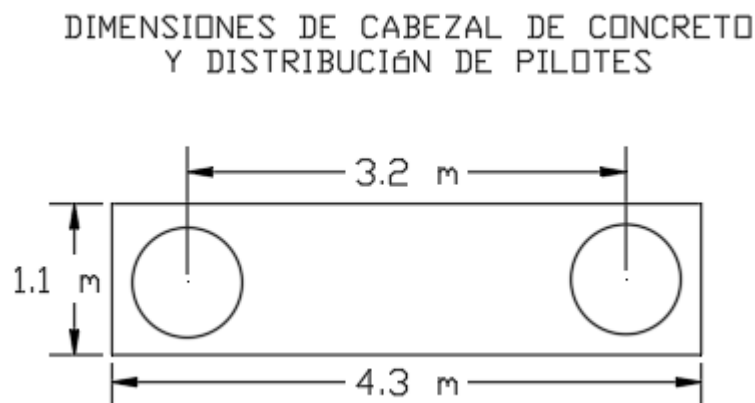


Figura 13. Distribución de los pilotes

4.4.2 Capacidad de carga de grupo de pilotes

La falla del grupo de pilotes puede ocurrir por tres fallas diferentes, las cuales son la falla individual (FI), la falla en fila (FF) y la falla de todo el grupo (FG).

4.4.2.a Capacidad de carga del grupo por falla individual ($Q_{dg FI}$)

Para una falla individual, el suelo dentro del grupo de pilotes no se desplaza, sino que el desplazamiento se da en el pilote individual del suelo alrededor del mismo. Esta falla existe cuando la suma de las capacidades de cargas de los pilotes individualmente es menor a la

capacidad de carga de todo el grupo de pilotes. Se expresa la capacidad de carga por la siguiente Ecuación 65.

$$Q_{dg FI} = n * Q_{di} \quad \text{Ecuación 65}$$

Donde de los resultados se tiene que el Q_{di} es 680.8 toneladas y un numero de pilotes de 2, por lo tanto, se tiene una capacidad de carga del grupo por falla individual ($Q_{dg FI}$) de 1361 toneladas.

4.4.2.b Capacidad de carga del grupo por falla en fila ($Q_{dg FF}$)

Para una falla en fila, la masa de suelo dentro del grupo de pilotes que forman una fila se desplaza con los pilotes de la misma fila en el instante de la falla. Se expresa la capacidad de carga del grupo por la siguiente Ecuación 66.

$$Q_{dg FF} = N * (q_d * A_F + \Sigma S_S * A_{LF}) \quad \text{Ecuación 66}$$

Donde la capacidad de carga unitaria del suelo bajo el grupo de pilotes (q_d) es 123 kg/cm², el área de la sección transversal de la fila de pilotes (A_F) es 30627 cm², el área lateral (A_{LF}) de grupo de pilotes es el perímetro (p_F) multiplicado por el espesor analizado(d), el S_S es la fricción y N es el número filas de pilotes analizado igual a 1. Se obtiene la siguiente Ecuación 67.

$$Q_{dg FF} = 1 * (123 * 30627 + \Sigma S_S * d * 891.3) \quad \text{Ecuación 67}$$

Para el cálculo de la fricción de grupo se muestra la siguiente Tabla 21.

Tabla 21. Cálculo de fricción para grupo de pilotes

N°	SUCS	Profundidad de análisis media(m)	esfuerzo efectivo (kg/cm ²)	FS	Φ°	∫	C (kg/cm ²)	Ca (kg/cm ²)	SS ARENAS (KG)	SS arcillas (KG)
1	CH	1.3	0.236	-	0	0	0.31	0.272	0	0
2	CH	2.5	0.343	-	0	0	0.42	0.332	0	0
3	CH	3.5	0.431	-	0	0	0.485	0.367	0	0
4	SC	4.3	0.515	0.20	26	20	0	0	0	0
5	CH	5.3	0.580	-	0	0	0.49	0.37	0	0
6	SM	6.3	0.692	0.54	40	30	0	0		0
7	CH	7.3	0.757	-	0	0	0.49	0.37	0	0
8	CH	8.5	0.835	-	0	0	0.5	0.375	0	0

9	SC	9.3	0.920	0.37	36	27	0	0	0	0
10	SM	10.5	1.055	1.34	45	34	0	0	0	0
11	SM	11.3	1.144	0.75	42	31	0	0	0	0
12	SM	12.3	1.257	0.93	43	32	0	0	0	0
13	SM	13.3	1.369	0.55	40	30	0	0	0	0
14	SM	14.3	1.484	4.50	49	37	0	0	68,601	0
15	SM	15.3	1.594	4.23	49	36	0	0	73,322	0
16	SM	16.3	1.71	4.23	49	36	0	0	78,821	
									220,745	

Se obtiene una carga por fricción de grupo de pilotes de 220,745 kg, esta carga por fricción provista por los estratos de arenas no licuables.

$$Q_{dg\ FF} = 1 * (123 * 30,627 + 220,745)/1000$$

$$Q_{dg\ FF} = 3987.9 \text{ toneladas}$$

4.4.2.c Capacidad de carga del grupo por falla en grupo ($Q_{dg\ FG}$)

Para una falla de todo el grupo (FG) toda la masa de suelo dentro del grupo de pilotes se desplaza con los mismo en el instante de la falla. Para el cálculo de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se considera como un bloque mediante la siguiente Ecuación 68

$$Q_{dg\ FG} = (q_d * A_G + \Sigma S_S * A_{LG}) \quad \text{Ecuación 68}$$

Donde la capacidad de carga unitaria del suelo bajo el grupo de pilotes (q_d) es 123 kg/cm², el área de la sección transversal del grupo de pilotes (A_G) es 30627 cm², el área lateral de grupo de pilotes es el perímetro (p_F) igual a 891.3 centímetros multiplicado por el espesor analizado (d) y el S_S es la fricción. Se obtiene la siguiente Ecuación 69.

$$Q_{dg\ FG} = (123 * 30627 + \Sigma S_S * A_{LG}) \quad \text{Ecuación 69}$$

Se obtiene una capacidad de carga igual a la carga por falla en fila de 3987.9 toneladas. Dado que el grupo de pilotes lo conforma los dos pilotes de 0.8 metros de diámetro.

La falla por capacidad individual es la menor, por ende, controla la capacidad de carga como un pilote aislado. Se muestra en la siguiente Tabla 22.

Tabla 22. Capacidad de carga para cada tipo de falla

FALLA	Qdg (ton)	Qdg/Qdg (FI)
INDIVIDUAL	1361	-
POR FILA	3987.9	2.93
EN GRUPO	3987.9	2.93

4.5 Factores de seguridad para pilotes pre excavados

Se calculan los factores de seguridad para la zapata analizada. Se obtendrán los factores de seguridad del pilote individual, del grupo actuando individualmente y del grupo actuando como grupo.

4.5.1 Factor de seguridad del pilote individual

Se hace uso de la Ecuación 70 para el cálculo del factor de seguridad, la cual es la capacidad de carga individual del pilote entre la capacidad admisible.

$$FS_i = Q_{di}/Q_{admisible} \quad \text{Ecuación 70}$$

Se tiene una capacidad de carga (Q_{di}) de 680.9 toneladas y un Q admisible de 226.9 toneladas, se obtiene de la Ecuación 70 un Factor de seguridad (FS_i) de 3.

4.5.2 Factor de seguridad del grupo actuando individualmente

Se hace uso de la Ecuación 71 para el cálculo del factor de seguridad, la cual es la capacidad de carga individual que tiene los pilotes de una zapata frente a la carga vertical analizada.

$$FS_{g FI} = Q_{dg FI}/Q_v \quad \text{Ecuación 71}$$

Se tiene que la suma de capacidades individuales de los pilotes ($Q_{dg FI}$) es 1361 toneladas y una carga vertical analizada de 450 toneladas, se obtiene de la Ecuación 71 un factor de seguridad del grupo actuando individualmente ($FS_{g FI}$) de 3.

4.5.3 Factor de seguridad del grupo actuando como grupo

Se hace uso de la Ecuación 72 para el cálculo del factor de seguridad, la cual es la capacidad de carga del grupo en bloque frente a la carga vertical analizada.

$$FS_{g FG} = Q_{dg FG}/Q_v \quad \text{Ecuación 72}$$

Se tiene que la suma de capacidad de carga en bloque ($Q_{dg\ FG}$) es 3987.9 toneladas y una carga vertical analizada de 450 toneladas, se obtiene de la Ecuación 72 un factor de seguridad del grupo actuando como grupo ($FS_{g\ FG}$) de 8.9.

CAPÍTULO 5. DISEÑO DE MICROPILOTES

En este capítulo se desarrollará el diseño estructural y geotécnico de la cimentación con micropilotes para el perfil y carga vertical analizada. Se realizará dicho diseño con los datos del perfil estratigráfico y de los resultados obtenidos en el capítulo 3.

5.1 Selección del elemento y profundidad de cimentación

Se realizará el cálculo para una cimentación profunda con micropilotes de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, los cuales estarán conectados a una zapata con una profundidad de cimentación de -1 metro con respecto a la superficie del terreno.

5.2 Estimación de la longitud y diámetro del micropilote

5.2.1 Resistencia estructural

Se calcula la resistencia estructural del micropilote para una carga de 450 toneladas o 4.41 MN, la cual es la carga vertical aplicada a la zapata. Se cuenta con los datos del acero tubular de designación UNE EN 10027 S 420 de $f_y = 420 \text{ MPa}$ y un esfuerzo de compresión del concreto ($f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o 27.5 MPa). Se debe cumplir la siguiente Ecuación 73

$$N_{C,Rd} > N_{C,Ed} \quad \text{Ecuación 73}$$

Donde la carga aplicada en la zapata ($N_{C,Ed}$) es 4.41 MN y la resistencia estructural última del micropilote a compresión ($N_{C,Rd}$) se puede determinar mediante la Ecuación 74.

$$N_{C,Rd} = (0.85 * A_c * f_{cd} + A_a * f_{yd}) * R / 1.2 F_e \quad \text{Ecuación 74}$$

Donde A_c es la sección neta de concreto, f_{cd} es la resistencia del mortero, A_a es el área de la armadura tubular, f_{yd} es la resistencia del acero tubular, R es el factor empírico de pandeo y F_e es coeficiente de tipo de terreno y perforación. En este diseño se hará uso de la armadura tubular mas no de las barras de acero corrugadas para resistir los esfuerzos de tracción.

Se tiene una barra de acero tubular de 22.7 cm de diámetro y 9 mm de espesor. Para el cálculo de la resistencia del acero tubular (f_{yd}) se realiza mediante la aplicación de la siguiente Ecuación 75.

$$f_{yd} = f_y / \gamma_a \quad \text{Ecuación 75}$$

Donde se tiene que el límite elástico del acero de la armadura f_y es 420 MPa y un coeficiente de seguridad para el acero de la armadura tubular (γ_a) de 1.1. Se obtiene una resistencia del acero tubular (f_{yd}) de 381.8 MPa.

Se determina la resistencia del mortero a compresión mediante la Ecuación 76.

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad \text{Ecuación 76}$$

Donde se tiene que la resistencia del mortero a compresión simple a los 28 días tiene un f_{ck} de 280 kg/cm² o 27.45 MPa y un coeficiente de seguridad para el mortero γ_c de 1.5. Se obtiene una resistencia del mortero (f_{cd}) de 18.3 MPa.

Se calcula la sección de la armadura tubular de acero mediante la siguiente Ecuación 77.

$$A_a = \pi/4 ((d_e - 2r_e)^2 - d_i^2) * F_{u,c} \quad \text{Ecuación 77}$$

Donde el diámetro exterior (d_e) es 0.227 metros, el diámetro interior (d_i) es 0.209 metros, la reducción de espesor de la armadura por efecto de la corrosión (r_e) es 0 metros dado que esta armadura quedará embebida en el micropilote y el coeficiente de minoración de área de la armadura tubular ($F_{u,c}$) es 1 debido a que se hará uso de una unión de rosca machihembrada. Se obtiene una sección de armadura tubular de acero (A_a) de 0.0062 m².

Se realiza el cálculo el área bruta del micropilote en m² para un diámetro de micropilote de 0.3 metros mediante la siguiente Ecuación 78.

$$\text{Área de concreto (m}^2\text{)} = \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ecuación 78}$$

Se obtuvo un área de concreto bruta igual a 0.071 m², se tiene un área total de acero tubular (A_a) de 0.006 m², por ende, se puede obtener la sección neta de mortero o concreto (A_c) de 0.0647 m².

De la Tabla 7 se obtiene un coeficiente de tipo de terreno y perforación (F_e) de 1.5 por ser un terreno perforado con un revestimiento recuperable.

El factor empírico de pandeo (R) se puede calcular mediante la siguiente Ecuación 79.

$$R = 1.07 - 0.027 * C_R \quad \text{Ecuación 79}$$

Donde el coeficiente adimensional C_R es 8 y se obtiene un factor empírico (R) de 0.854.

Se reemplazan los valores obtenidos anteriormente en la Ecuación 74 y se obtiene una resistencia estructural última del micropilote ($N_{C,Rd}$) de 2.23 MN. Por lo tanto, se hace uso de la Ecuación 80 para el cálculo del número de micropilotes necesarios para soportar la carga aplicada.

$$\# \text{micropilotes} = N_{C,Ed} / N_{C,Rd} \quad \text{Ecuación 80}$$

Se tiene una carga aplicada $N_{C,Rd}$ de 4.41 MN y una resistencia estructural de un micropilote $N_{C,Rd}$ de 2.23 MN, de la Ecuación 80 se obtiene 1.92 micropilotes. Por lo tanto, será necesario usar 2 micropilotes para la carga aplicada a la zapata.

5.2.2 Resistencia en función del suelo

La capacidad de carga del micropilote se calculará para cargas estáticas, en las cuales se tendrá un aporte de la capacidad por fuste o fricción y por punta. Se estima que los pilotes tendrán una profundidad de 18.3 metros con respecto al terreno, es decir una longitud de 17.3 metros con respecto a la profundidad de cimentación de la zapata y un diámetro de 30 cm.

Para dicho cálculo es necesario hacer una estimación del ángulo de fricción mediante el número de golpes corregidos por energía, confinamiento y haciendo uso de la siguiente Ecuación 81 propuesta por Schmertmann (1975).

$$\phi = \text{atan}((N1_{60}/32.5)^{0.34}) \quad \text{Ecuación 81}$$

Se presenta la Tabla 23 con los ángulos de fricción para cada profundidad media de análisis.

Tabla 23. Estimación del ángulo de fricción

Profundidad media (m)	SUCS	N(SPT)	CN	N1	Φ°
1.3	CH	2	1.7	3.4	0
2.5	CH	4	1.7	6.8	0
3.5	CH	7	1.5	10.7	0
4.3	SC	3	1.4	4.2	26
5.3	CH	14	1.3	18.4	0
6.3	SM	16	1.2	19.2	40
7.3	CH	12	1.1	13.8	0
8.5	CH	16	1.1	17.5	0
9.3	SC	12	1.0	12.5	36

10.5	SM	34	1.0	33.1	45
11.3	SM	25	0.9	23.4	42
12.3	SM	29	0.9	25.9	43
13.3	SM	22	0.9	18.8	40
14.3	SM	58	0.8	47.6	49
15.3	SM	59	0.8	46.7	49
16.3	SM	59	0.8	46.7	49
17.3	SM	59	0.8	47.2	49
18.3	SM	59	0.8	47.2	49

5.2.2.a Capacidad por fricción

La resistencia de carga por fricción será aportada por los estratos no licuables y se calculará mediante la siguiente Ecuación 82.

$$R_{fc,d} = \Sigma A_{Li} * r_{fc,d} \quad \text{Ecuación 82}$$

donde A_{Li} es el área lateral del micropilote y $r_{fc,d}$ es el rozamiento unitario por fricción o fuste del micropilote, dicho rozamiento se obtendrá por el método teórico mediante la siguiente Ecuación 83.

$$r_{fc,d} = \frac{c}{F_C} + \sigma'_H(Z) * \tan(\delta)/F_\Phi \quad \text{Ecuación 83}$$

donde los coeficientes de minoración F_C y F_Φ son 1.5 de acuerdo a la Tabla 4, el ángulo de rozamiento entre pilote y suelo es $\frac{3}{4}$ partes del ángulo de fricción de las arenas (Φ), la cohesión de las arcillas y la presión horizontal efectiva a una profundidad z ($\sigma'_H(Z)$), la cual se calculará mediante la siguiente Ecuación 84.

$$\sigma'_H(Z) = k_0 * \sigma'_v(z) + \frac{p_i}{3} \quad \text{Ecuación 84}$$

donde la presión de inyección (p_i) es 1 MPa, el coeficiente de empuje al reposo (k_0) se calcula mediante la Ecuación 85.

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\Phi) \quad \text{Ecuación 85}$$

El cálculo de la presión vertical efectiva para cada profundidad de análisis $\sigma'_v(z)$ se muestra en la siguiente Tabla 24.

Tabla 24. Cálculo de la presión vertical efectiva en kg/cm²

N°	SUCS	Prof. media(m)	γ_{sat} (kg/cm ³)	σ_t (kg/cm ²)	u (kg/cm ²)	σ'_0 (kg/cm ²)
1	CH	1.3	0.00189	0.246	0.01	0.236
2	CH	2.5	0.00189	0.473	0.13	0.343
3	CH	3.5	0.00188	0.661	0.23	0.431
4	SC	4.3	0.00206	0.825	0.31	0.515
5	CH	5.3	0.00165	0.990	0.41	0.580
6	SM	6.3	0.00212	1.202	0.51	0.692
7	CH	7.3	0.00165	1.367	0.61	0.757
8	CH	8.5	0.00165	1.565	0.73	0.835
9	SC	9.3	0.00206	1.730	0.81	0.920
10	SM	10.5	0.00212	1.985	0.93	1.055
11	SM	11.3	0.00212	2.154	1.01	1.144
12	SM	12.3	0.00213	2.367	1.11	1.257
13	SM	13.3	0.00212	2.579	1.21	1.369
14	SM	14.3	0.00215	2.794	1.31	1.484
15	SM	15.3	0.00210	3.004	1.41	1.594
16	SM	16.3	0.00215	3.219	1.51	1.709
17	SM	17.3	0.00220	3.439	1.61	1.829
18	SM	18.3	0.00220	3.659	1.71	1.949

Se hace uso de la Ecuación 84 y Ecuación 85 para el cálculo de la presión horizontal efectiva del terreno $\sigma'_H(Z)$ y se muestra los resultados en la siguiente Tabla 25.

Tabla 25. Cálculo de la presión horizontal efectiva ($\sigma'_H(Z)$) para L=17.3 m

N°	SUCS	Prof. media(m)	σ' (MPa)	Φ°	k_o	$\sigma'_{h(z)}$ (MPa)
1	CH	1.3	0.0231	0	1.00	0.356
2	CH	2.5	0.0336	0	1.00	0.367
3	CH	3.5	0.0422	0	1.00	0.376
4	SC	4.3	0.0505	26	0.55	0.361
5	CH	5.3	0.0569	0	1.00	0.390
6	SM	6.3	0.0679	40	0.36	0.358
7	CH	7.3	0.0743	0	1.00	0.408
8	CH	8.5	0.0819	0	1.00	0.415
9	SC	9.3	0.0902	36	0.41	0.371
10	SM	10.5	0.1034	45	0.29	0.363
11	SM	11.3	0.1122	42	0.33	0.371
12	SM	12.3	0.1233	43	0.32	0.373
13	SM	13.3	0.1343	40	0.36	0.382
14	SM	14.3	0.1456	49	0.25	0.370

15	SM	15.3	0.1563	49	0.25	0.373
16	SM	16.3	0.1676	49	0.25	0.375
17	SM	17.3	0.1794	49	0.25	0.378
18	SM	18.3	0.1912	49	0.25	0.381

Con los datos obtenidos anteriormente se hace uso de la Ecuación 82 , Ecuación 83 y de los datos del ángulo de fricción (Φ) para los estratos de arena y de cohesión (c) para los estratos arcillosos. Se muestra la Tabla 26 con los datos obtenidos.

Tabla 26. Cálculo de la capacidad de carga por fuste para L=17.3 m

N°	SUCS	Prof. media(m)	$\sigma'_{h(z)}$ (MPa)	Φ°	δ	C (MPa)	FS	$r_{fc,d}$ (MN)	AL* $r_{fc,d}$ (MN)
1	CH	1.3	0.356	0	0.0	0.030	-	0	0
2	CH	2.5	0.367	0	0.0	0.041	-	0	0
3	CH	3.5	0.376	0	0.0	0.048	-	0	0
4	SC	4.3	0.361	26	19.9	0.000	0.20	0	0
5	CH	5.3	0.390	0	0.0	0.048	-	0	0
6	SM	6.3	0.358	40	29.9	0.000	0.54	0	0
7	CH	7.3	0.408	0	0.0	0.048	-	0	0
8	CH	8.5	0.415	0	0.0	0.049	-	0	0
9	SC	9.3	0.371	36	26.9	0.000	0.37	0	0
10	SM	10.5	0.363	45	33.9	0.000	1.34	0.000	0.000
11	SM	11.3	0.371	42	31.3	0.000	0.75	0.000	0.000
12	SM	12.3	0.373	43	32.1	0.000	0.93	0.000	0.000
13	SM	13.3	0.382	40	29.8	0.000	0.55	0.000	0.000
14	SM	14.3	0.370	49	36.5	0.000	4.50	0.182	0.172
15	SM	15.3	0.373	49	36.4	0.000	4.23	0.183	0.173
16	SM	16.3	0.375	49	36.5	0.000	4.23	0.185	0.174
17	SM	17.3	0.378	49	36.5	0.000	4.23	0.186	0.176
18	SM	18.3	0.381	49	36.5	0.000	4.23	0.188	0.177
									0.871

De la Tabla 26 se puede observar que la capacidad de carga por fuste es provista por los estratos de arena a partir de una profundidad de 14.3 metros con respecto al nivel del terreno, por ende se tendrá una capacidad de fuste de 0.871 MN o 97.9 toneladas.

5.2.2.b Capacidad de carga por punta

Se puede calcular la capacidad de carga por punta del micropilote mediante la siguiente Ecuación 86.

$$Q_{punta}(TON) = (\sigma'_{o} * N_Q * A_T)/1000 \quad \text{Ecuación 86}$$

donde el σ'_{o} a una profundidad de 18.3 metros con respecto al nivel del terreno es 1.95 kg/cm², un N_Q de 72 y un área transversal (A_T) de 706.9 cm². Se obtiene una capacidad de carga por punta de 99.2 toneladas.

Sin embargo, debido a la pequeña sección transversal del micropilote y a la compatibilidad de desplazamientos, el Ministerio del Fomento (2005) recomienda considerar un porcentaje entre el 0% al 15% de la capacidad de carga por fricción. Por lo tanto, se considerará que la resistencia por punta $R_{p,d}$ es el 15% de la capacidad por fuste. Se obtiene una capacidad por punta de 14.7 toneladas.

5.3 Cálculo de la capacidad última, admisible y número de micropilotes

Para el cálculo de la capacidad última, se hace uso de la Ecuación 87.

$$R_{f,c} = R_{p,d} + R_{f,d} \quad \text{Ecuación 87}$$

Se tiene que la capacidad última es 112.6 toneladas, y con un factor de seguridad de 3 para cargas estáticas se puede calcular la capacidad admisible mediante la Ecuación 88.

$$Q_{admisible} = R_{f,c}/FS \quad \text{Ecuación 88}$$

Se obtiene una capacidad admisible del micropilote ($Q_{admisible}$) de 38 toneladas, y con la carga vertical aplicada en la zapata de 450 toneladas se obtiene que es necesario tener 12 micropilotes de 17.3 metros de longitud efectiva y 0.3 metros de diámetro.

5.4 Capacidad de carga grupo de micropilotes de 17.3 m de longitud

Para evaluar la resistencia a compresión del grupo de micropilotes, el Ministerio de Fomento (2005) propone hacer uso de un coeficiente de eficacia, el cual denominan C_e . Dicho coeficiente relaciona la resistencia de todo el grupo de micropilotes en relación al de la suma de los aportes individuales de estos. Se expresa mediante la siguiente Ecuación 89.

$$C_e = \frac{R_{cg,d}}{n * R_{c,d}} \quad \text{Ecuación 89}$$

donde el C_e es el coeficiente de eficacia del grupo, $R_{cg,d}$ es la resistencia de diseño del grupo de micropilotes frente a esfuerzos de compresión, $R_{c,d}$ es la resistencia de diseño del micropilote aislado y n es el número de micropilotes que forman el grupo.

El Ministerio de Fomento (2005) hace mención en la dificultad de determinar con precisión dicho coeficiente de eficacia debido al comportamiento de los grupos de micropilotes, dado que puede haber muchos factores como: número de micropilotes, espaciamiento, características del terreno, tipo de micropilotes, procedimiento de ejecución, etc. Es por ello que se hace las siguientes conclusiones basándose en los resultados obtenidos en el proyecto Forever:

- Para un grupo de micropilotes grande en un suelo homogéneo, se espera que el coeficiente de eficiencia C_e sea mayor a 1, debido al efecto de confinamiento del suelo entre ellos. Especialmente en las zonas centrales, encontrándose más confinados lateralmente y desarrollando mayores resistencias por fuste.
- Para un grupo de micropilotes pequeño, no se tendrá un buen confinamiento entre ellos, se produce una disminución de la resistencia del grupo respecto de los micropilotes aislados (pérdida de la eficiencia $C_e < 1$).

Considerando que el diseño de cimentación profunda propuesto está compuesto por 12 micropilotes, es considerado como un grupo grande. Además, se tiene que la separación entre micropilotes será de 4 veces su diámetro nominal como se muestra en la Figura 14, por ende, se tendrá un coeficiente de eficiencia mayor a 1.

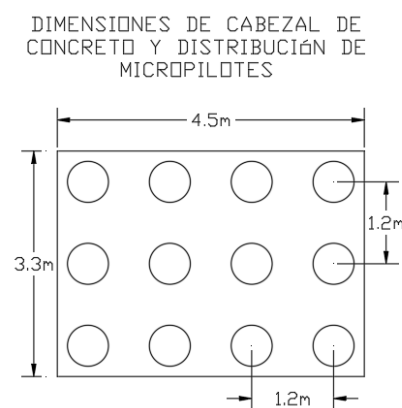


Figura 14. Distribución de los micropilotes

CAPÍTULO 6. COMPARACIÓN DE TIPOS DE CIMENTACIÓN

En este capítulo se realizará una comparación de los dos tipos de cimentación profunda en materia económica y de tiempos de ejecución para una zapata del proyecto, con el fin de obtener la opción más eficiente. Se usará los resultados obtenidos de los capítulos 4, 5 y el procedimiento constructivo para cada tipo de cimentación profunda.

6.1 Comparación Técnica

Cimentación Profunda	Diámetro (m)	Longitud (m)	Capacidad de carga individual última (ton)	Capacidad de carga individual admisible (ton)	Fs Instalado	Número de perforaciones por zapata
Pilotes Excavados	0.8	15.3	680.9	226.9	3	2
Micropilotes	0.3	17.3	112.6	37.5	3	12

Los dos tipos de cimentación profunda cumplen con los lineamientos requeridos de la norma E0.50 Suelos y cimentaciones, sin embargo se tiene un menor número de perforaciones para una zapata con pilotes excavados debido a su mayor capacidad de carga individual en comparación a la capacidad de carga individual de los micropilotes.

6.2 Comparación Económica

La comparación económica estará basada en los análisis de precios unitarios para los dos tipos de cimentaciones: Pilotes pre excavados y micropilotes, y en los presupuestos acorde al diseño realizado en el capítulo 4 y 5. Los presupuestos presentados no toman en cuenta la movilización y desmovilización de maquinarias, ni el costo de las oficinas y almacén. Los rendimientos asignados a cada partida y subpartida de ejecución de los pilotes pre excavados y micropilotes han sido tomados de proyectos ejecutados por la empresa PSV Constructores S.A, así como los costos asignados a los equipos.

6.2.1 Pilotes pre excavados

6.2.1.a Análisis de precios unitarios de Pilotes pre excavados

Para el desarrollo del análisis de precios unitarios de los pilotes pre excavados de 15.3 metros de longitud se ha considerado una ejecución de una perforación de 15.7 metros lineales con respecto a una plataforma a -0.6 metros del nivel del terreno, con el fin de tener una conexión pilote-zapata óptima. Dicha conexión consta de 10 centímetros que estará inmerso en la zapata y 30 centímetros que será descabezado. Por lo tanto, se ha considerado un volumen de concreto correspondiente a 15.7 metros lineales de perforación y un peso de acero corrugado longitudinal (armadura) correspondiente a 16 metros (15.7 metros verticales

y 0.3 metros de doblez para la conexión con la armadura de la zapata. Se detalla el metrado de la armadura de acero y concreto en el ANEXO 1. Se presenta a continuación las partidas y subpartidas correspondientes a un pilote pre excavado de concreto armado de $\Phi=0.80$ metros.

- **Partidas pilote pre excavados**

Partida	1	PILOTES PRE EXCAVADOS $\Phi=0.80$ m			Costo unitario directo por: und	17034.33		
Rendimiento	UND/DIA	MO	1.0000	EQ. 1.0000				
	Descripcion Recurso			Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	SUBPARTIDAS							
1.1				und	1.00	399.57	399.57	
1.2				ml	15.70	431.44	6773.61	
1.3				und	1.00	5188.47	5188.47	
1.4				m3	7.89	577.68	4558.87	
1.5				und	1.00	113.82	113.82	
							17034.33	

- **Subpartidas pilote pre excavados**

Partida	1.1	POSICIONAMIENTO DE PERFORADORA $\Phi=0.80$ m			Costo unitario directo por: m	399.57		
Rendimiento	UND/DIA	MO	8.0000	EQ. 8.0000				
	Descripcion Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de obra							
				hh	0.1000	0.1000	29.43	2.94
				hh	1.0000	1.0000	26.16	26.16
				hh	1.0000	1.0000	26.16	26.16
								55.26
	Materiales							
				gal		1.0000	11.55	11.55
								11.55
	Equipos							
				%mo		5.0000	55.26	2.76
				hm	1.0000	1.0000	330.00	330.00
								332.76

Partida	1.2	PILOTE DE CONCRETO $\Phi=0.80$ m (SOLO PERFORACIÓN)			Costo unitario directo por: m	431.44		
Rendimiento	m/DIA	MO	20.0000	EQ. 20.0000				
	Descripcion Recurso			Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de obra							
				hh	1.0000	0.4000	29.43	11.77
				hh	1.0000	0.4000	26.16	10.46
				hh	2.0000	0.8000	26.16	20.93
				hh	1.0000	0.4000	26.16	10.46
				hh	1.0000	0.4000	26.16	10.46
								64.08
	Materiales							
				gal		2.0000	11.55	23.10
				m		1.1000	50.00	55.00
				kg		1.0000	13.66	13.66
				m3		1.2000	20.00	24.00
				kg		0.5000	1.79	0.90
				glb		1.0000	50.00	50.00
								166.66
	Equipos							
				%mo		5.0000	64.08	3.20
				hm	1.0000	0.4000	330.00	132.00
				hm	1.0000	0.4000	150.00	60.00
				hm	1.0000	0.4000	13.75	5.50
								200.70

Partida	1.3	ARMADURA PARA PILOTE PRE EXCAVADO (SUMINISTRO Y COLOCACIÓN)						
Rendimiento	UND/DIA	MO	12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por: und	5188.47		
Descripcion Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de obra								
CAPATAZ				hh	0.1000	0.0667	29.43	1.96
OPERARIO MANIOBRISTA				hh	1.0000	0.6667	26.16	17.44
OPERARIO GRUERO				hh	1.0000	0.6667	26.16	17.44
								36.84
Materiales								
SEPARADORES				UND		40.0000	0.50	20.00
CONSUMIBLES DE EXCAVACION				glb		1.0000	25.00	25.00
ACERO PARA PILOTES				KG		1007.0000	4.97	5004.79
								5049.79
Equipos								
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.0000	36.84	1.84
GRUA DE 20 TON				hm	1.0000	0.6667	150.00	100.00
								101.84

Página 2

Partida	1.4	COLOCACION Y SUMINISTRO DE CONCRETO -SISTEMA TREMIE						
Rendimiento	m3/DIA	MO	33.0000	EQ. 33.0000	Costo unitario directo por: m3	577.68		
Descripcion Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de obra								
CAPATAZ				hh	0.1000	0.0242	29.43	0.71
OPERARIO DE GRUERO				hh	1.0000	0.2424	26.16	6.34
OPERARIO MANIOBRISTA				hh	2.0000	0.4848	26.16	12.68
								19.73
Materiales								
PETROLEO				gal		1.0000	11.55	11.55
CONSUMIBLES DE EXCAVACION				glb		1.0000	25.00	25.00
CONCRETO PREMEZCLADO F' C=280 KG/CM2 PARA PILOTES				m3		1.0000	479.20	479.20
								515.75
Equipos								
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.0000	19.73	0.99
GRUA DE 20 TON				hm	1.0000	0.2424	150.00	36.36
EQUIPO TREMIE				hm	1.0000	0.2424	20.00	4.85
								42.20

Partida	1.5	DESCABEZADO DE PILOTES						
Rendimiento	und/DIA	MO	10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por: und	113.82		
Descripcion Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de obra								
CAPATAZ				hh	0.1000	0.0800	29.43	2.35
OFICIAL				hh	1.0000	0.8000	17.82	14.26
PEON				hh	2.0000	1.6000	16.20	25.92
								42.54
Materiales								
BARRENO 5" X 1/8"				und		0.0200	800.00	16.00
								16.00
Equipos								
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.0000	42.54	2.13
MARTILLO NEUMATICO DE 29 Kg				hm	1.0000	0.8000	4.57	3.66
COMPRESORA NEUMT.DIESEL 335-375PCM-93 HP				hm	1.0000	0.8000	61.87	49.50
								55.28

6.2.1.b Presupuesto para pilotes pre excavados de $\Phi=0.8$ metros

Se realiza el presupuesto para pilotes excavados de acuerdo a los análisis de precios unitarios y a la cantidad de pilotes excavados, longitud y diámetro calculados en el capítulo 4. Para el presupuesto se ha considerado el servicio de perforación, suministro de materiales y descabezado de pilotes excavados.

Item	Descripción	Und	Cantidad	Precio Unitario S/.	Parcial S/.
01	CIMENTACIÓN CABEZAL				34,068.68
01.01.01	Pilotes pre excavados $\Phi=0.8$ m, L=15.3 metros	und	2.00	17,034.34	34,068.68
01.01.01.01	Posicionamiento de Perforadora	und	1.00	399.57	399.57
01.01.01.02	Pre excavado de Pilotes $\Phi= 0,8$ m	ml	15.70	431.44	6,773.61
01.01.01.03	Suministro y Colocación de armadura	und	1.00	5,188.47	5,188.47
01.01.01.04	Suministro y Colocación de concreto	m3	7.89	577.68	4,558.87
01.01.01.05	Descabezado de pilotes pre excavados	und	1.00	113.82	113.82
COSTO DIRECTO				S/.	34,068.68
SON: TREINTA Y CUATRO MIL SESENTA Y OCHO CON 68/100 SOLES MÁS IMPUESTOS					

6.2.2 Micropilotes

6.2.2.a Análisis de precios unitarios de micropilotes

Para el desarrollo del análisis de precios unitarios de los micropilotes de 17.3 metros de longitud se ha considerado una ejecución de perforación de 17.7 metros lineales con respecto a una plataforma a -0.60 metros del nivel del terreno, esto con el fin de obtener una óptima conexión micropilote-zapata. Dicha conexión consta de 10 centímetros de micropilote que estará inmerso en la zapata y 30 centímetros que será descabezado o removido. Por lo tanto, se ha considerado un volumen de mortero correspondiente a una longitud de perforación de 17.7 metros y un peso de acero tubular correspondiente a 17.4 metros. Se detalla el metrado de acero y mortero en el ANEXO 2. Se presenta a continuación las partidas y subpartidas correspondientes a un micropilote de $\Phi=0.30$ metros.

- **Partidas**

Partida	1	MO	2.00	EQ.	2.00	Costo unitario directo por: und	7401.86		
Rendimiento	UND/DIA								
	Descripcion Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	MICROPILOTES								
	Subpartidas								
1.1	POSICIONAMIENTO DE MICROPILOTERA				und		1.00	152.09	152.09
1.2	PERFORACIÓN DE MICROPILOTES $\Phi=0.3$ m				m		17.70	106.54	1885.76
1.3	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ARMADURA TUBULAR				und		1.00	4398.89	4398.89
1.4	SUMINISTRO DE MORTERO E INYECCIÓN DE MORTERO				m3		1.25	732.89	916.95
1.5	DESCABEZADO DE MICROPILOTES				und		1.00	48.17	48.17
									7401.86

• **Subpartidas**

Partida	1.1			POSICIONAMIENTO DE MICROPILOTERA					
Rendimiento	und/DIA	MO.	8.00	EQ.	8.00	Costo unitario directo por: und	152.09		
Descripción Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de obra									
CAPATAZ				hh	0.10	0.10	29.43	2.94	
OPERARIO DE PERFORADORA				hh	1.00	1.00	26.16	26.16	
OPERARIO MANIOBRISTA				hh	1.00	1.00	26.16	26.16	
								55.27	
Materiales									
PETROLEO				gal		1.00	11.55	11.55	
								11.55	
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.00	55.27	2.76	
EQUIPO DE MICROPILOTAJE				hm	1.00	1.00	82.50	82.50	
								85.27	
Subpartida 1.2									
Partida	1.2			PERFORACIÓN DE MICROPILOTES $\Phi=0.3m$					
Rendimiento	m/DIA	MO	36.00	EQ.	36.00	Costo unitario directo por: m	106.54		
Descripción Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de obra									
CAPATAZ				hh	0.10	0.02	29.43	0.65	
OPERARIO DE PERFORADORA				hh	1.00	0.22	26.16	5.81	
OPERARIO MANIOBRISTA				hh	2.00	0.44	26.16	11.63	
PEON				hh	2.00	0.44	16.20	7.20	
								25.29	
Materiales									
PETROLEO				GAL		2.00	11.55	23.10	
SOLDADURA				kg		1.00	13.66	13.66	
GAS PROPANO				kg		0.50	1.79	0.90	
OXIGENO				m3		1.20	20.00	24.00	
								61.66	
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.00	25.29	1.26	
EQUIPO DE MICROPILOTAJE				hm	1.00	0.22	82.50	18.33	
								19.59	
Subpartida 1.3									
Partida	1.3			SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE ARMADURA TUBULAR					
Rendimiento	und/DIA	MO	8.00	EQ.	8.00	Costo unitario directo por: und	4398.89		
Descripción Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de obra									
CAPATAZ				hh	0.10	0.10	29.43	2.94	
OPERARIO GRUERO				hh	1.00	1.00	26.16	26.16	
PEON				hh	2.00	2.00	16.20	32.40	
								61.50	
Materiales									
ACERO TUBULAR MICROPILOTE D=227mm t=9mm				kg		841.91	4.97	4184.31	
								4184.31	
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.00	61.50	3.08	
GRUA DE 20 TON				hm	1.00	1.00	150.00	150.00	
								153.08	
Subpartida 1.4									
Partida	1.4			SUMINISTRO E INYECCION DE MORTERO					
Rendimiento	m3/DIA	MO	16.00	EQ.	16.00	Costo unitario directo por: m3	732.89		
Descripción Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de obra									
CAPATAZ				hh	0.10	0.05	29.43	1.47	
OPERARIO				hh	2.00	1.00	26.16	26.16	
PEON				hh	3.00	1.50	16.20	24.30	
								51.93	
Materiales									
MORTERO				m3		1.00	677.94	677.94	
								677.94	
Equipos									
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.00	51.93	2.60	
MAQUINA DE INYECCIÓN				hm	1.00	0.50	40.00	0.20	
TUBERIA DE PERFORACIÓN CON MONITOR DE TOBERAS				hm	1.00	0.50	15.00	0.08	
BOMBA PARA INYECCIÓN DE MORTERO				hm	1.00	0.50	30.25	0.15	
								3.02	

Partida	1.5	DESCABEZADO DE MICROPILOTES				48.17		
Rendimiento	und/DIA	MO	12.00	EQ.	12.00	Costo unitario directo por: und		
Descripcion Recurso				Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
Mano de obra								
CAPATAZ				hh	0.10	0.07	29.43	1.96
OFICIAL				hh	1.00	0.67	17.82	11.88
PEON				hh	2.00	1.33	16.20	21.60
								35.45
Materiales								
CINCEL				UND		1.00	7.90	7.90
								7.90
Equipos								
HERRAMIENTAS MANUALES				%mo		5.00	35.45	1.77
CINCEL				hm	1.00	0.67	4.57	3.05
								4.82

6.2.2.b Presupuesto para micropilotes de $\Phi=0.3$ metros

Se realiza el presupuesto para micropilotes de acuerdo a los análisis de precios unitarios y a la cantidad de micropilotes, longitud y diámetro calculados en el capítulo 5. Para el presupuesto se ha considerado el servicio de perforación de micropilotes, suministro de materiales y descabezado de micropilotes.

Item	Descripción	Und	Cantidad	Precio Unitario S/.	Parcial S/.
01	CIMENTACIÓN CABEZAL				88,822.32
01.01.01	Micropilotes $\Phi=0.3$ m, L=17.3 metros	und	12.00	7,401.86	88,822.32
01.01.01.01	Posicionamiento de micropilota	und	1.00	152.09	152.09
01.01.01.02	Perforación de micropilotes $\Phi=300$ mm	m	17.70	106.54	1,885.76
01.01.01.03	Suministro y colocación de armadura tubular	und	1.00	4,398.89	4,398.89
01.01.01.04	Suministro e inyección de mortero	m3	1.25	732.89	916.95
01.01.01.05	Descabezado de micropilotes	und	1.00	48.17	48.17
COSTO DIRECTO				S/.	88,822.32
SON: OCHENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS VEINTE Y DOS CON 32/100 SOLES MÁS IMPUESTOS					

Con respecto a los presupuestos con las dos opciones de cimentación profunda: pilotes excavados y micropilotes, se obtiene que la opción más económica es la cimentación con 2 pilotes excavados de $\Phi=0.80$ metros de diámetro y longitud de 15.3 metros, dado que se obtiene un ahorro del 61.6 % del costo directo.

6.3 Comparación en tiempos de ejecución

Para la comparación en tiempos de ejecución se ha considerado los rendimientos de los análisis de precios unitarios para los pilotes pre excavados y micropilotes. Dichos rendimientos están basados en una serie de proyectos anteriormente ejecutados con los

mismos equipos, diámetros y longitudes calculadas en los capítulos 4 y 5. El descabezado de pilotes pre excavados y micropilotes se ejecutará después de 7 días de la instalación del mismo, esto con el fin que tenga un 65% de la resistencia a la compresión y no se produzca alguna imperfección en la cimentación profunda. Se muestra los cronogramas de los pilotes Pre excavados y micropilotes en las Figura 15 y Figura 16 respectivamente.

6.3.1 Cronograma de Pilotes Pre excavados



Figura 15. Cronograma de tareas para Pilotes pre excavados

6.3.2 Cronograma de micropilotes

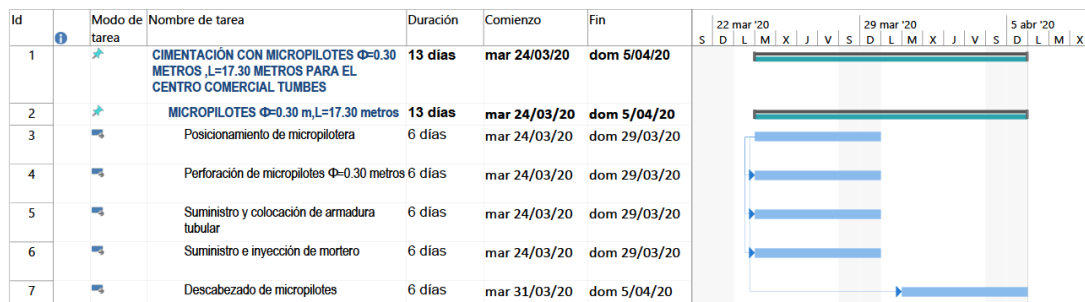


Figura 16. Cronograma de actividades para Micropilotes

Con respecto a los tiempos calculados mediante el Project (2016) y los rendimientos considerado en los análisis de precios unitarios para las dos opciones: Pilotes Pre excavados y micropilotes. Se obtiene que la opción más favorable en materia de tiempos de ejecución es la cimentación con pilotes pre excavados de $\Phi=0.80$ metros y una longitud de 15.30 metros. Opción que emplea 2 días de ejecución de pilotaje y una semana adicional para el descabezado de los mismos.

CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A continuación, se presentan las conclusiones y recomendaciones en función al objetivo general, a los objetivos específicos y a las hipótesis planteadas en esta investigación para poder hacer una evaluación si se respondieron los objetivos planteados y confirmar o negar las hipótesis planteadas.

7.1 Conclusiones

- Para el perfil WB-3 analizado, los esfuerzos cíclicos resistentes aumentan con la profundidad de análisis dado que es directamente proporcional al esfuerzo efectivo y al estrato analizado. Sin embargo, los esfuerzos cíclicos inducidos disminuyen dado que las sollicitaciones sísmicas se amenoran de manera inversamente proporcional a la profundidad de análisis.
- El análisis de licuefacción efectuado para un sismo de intensidad severa indica que es licuable hasta una profundidad de 13.3 metros con respecto a la superficie del terreno. Dicha licuefacción se da en estratos de arena no muy densos, donde se tiene una baja cantidad de número de golpes. Por ende, la cimentación profunda deberá de superar dicha profundidad para no producir una falla estructural producto de la licuefacción de dicho estrato.
- De la solución de cimentación profunda con pilotes excavados se obtuvo que la capacidad por punta y la capacidad por fricción representan el 90.9% y 9.1% de la capacidad de carga del pilote respectivamente. Por lo tanto, se puede catalogar como un pilote de punta dado que predomina la acción de soporte en su extremo inferior. Es decir, la capacidad del pilote depende de la capacidad de carga del material subyacente a la punta.
- De la solución de cimentación profunda con micropilotes se obtuvo que la capacidad por punta y la capacidad por fricción representan el 13% y 87% de la capacidad de carga del micropilote respectivamente. Por lo tanto, se puede catalogar como una cimentación profunda que trabaja por fuste dado que predomina la capacidad de carga debido a la fricción de los estratos de arena.
- Para ambas soluciones de cimentación profunda se realizó un diseño que cumpla con las normas E.050 Suelos y cimentaciones, E.060 Concreto Armado y E.030 Diseño Sismorresistente. Dichas soluciones tienen un factor de seguridad mínimo de 3 por

cargas estáticas, con lo que aseguran la operatividad de la cimentación y de la superestructura.

- De la solución de cimentación profunda con pilotes excavados en materia económica, la perforación representa el 39.8 % del costo unitario por pilote excavado de 0.8 metros de diámetro. Por lo tanto, se podría obtener un menor costo si se tuviera un pilote de menor longitud pero con un diámetro mayor al desarrollado en este trabajo de investigación.
- De la solución de cimentación profunda con micropilotes en materia económica, la perforación representa el 25.5% del costo unitario por micropilote de 0.3 metros de diámetro mientras que el suministro y colocación de armadura tubular representa el 59.4% del costo unitario. Sin embargo, una modificación en el diámetro del micropilote con el fin de tener una menor longitud y menor costo no sería relevante, dado que la mayor capacidad de carga es provista por fricción.
- La solución de cimentación profunda con pilotes excavados en materia de tiempos de ejecución conlleva 2 días para la culminación de los pilotes excavados y 7 días para el descabezado de los mismos. A causa de la elevada capacidad de carga individual de los pilotes es una solución que requiere de solo 2 perforaciones por zapata, por lo tanto es una solución muy eficiente.
- La solución de cimentación profunda con micropilotes en materia de tiempo de ejecución conlleva 6 días para la culminación de los micropilotes y 7 días para el descabezado de los mismos. En vista de la limitada capacidad de carga individual del micropilote es necesario de 12 perforaciones por zapata, por lo que el tiempo de finalización de la cimentación es de 13 días, suscitando que no sea una solución muy eficiente.
- Se hizo un análisis comparativo de las dos soluciones de cimentación profunda para una zapata en un suelo con estratos de suelo cohesivos (arcillas limosas de alta plasticidad) y estratos de suelos granulares (arena limosa). De dicha comparación la solución con pilotes excavados fue la más eficiente, tanto en materia económica como en plazo de ejecución. Se obtuvo un ahorro del 61.6% del costo directo y una reducción del 30.8% del tiempo de ejecución en comparación con la solución con micropilotes.

7.2 Recomendaciones

- De los resultados obtenidos en esta tesis, se recomienda diseñar las demás zapatas del centro comercial con pilotes pre excavados, debido a que es un diseño más eficiente que permitirá una menor inversión y menor plazo de construcción para la cimentación de todo el centro comercial.
- De los resultados obtenidos en el presupuesto para los pilotes pre excavados, se recomendaría calcular el costo de la implementación de lodos bentoníticos como método de sostenimiento a partir de los 10 metros de perforación, dado que hay un gran número de casos en los que la funda metálica recuperable ha quedado atrapada en el suelo y ha ocasionado mayores costos para el contratista y un mayor plazo del proyecto.
- Se recomienda hacer un análisis geotécnico con pilotes pre excavados de 1 metro de diámetro y calcular el costo directo que representa hacer el diseño de la zapata con dichos pilotes. En vista que la capacidad de carga por punta contribuye en mayor proporción a la capacidad de carga por fuste, se podría tener una menor cantidad de pilotes por zapata o una menor longitud de pilotes. Además, se podría disminuir el tiempo de ejecución de la cimentación profunda de cada zapata, lo cual beneficiaría al contratista y cliente.

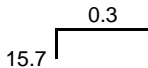
REFERENCIAS

- Aoki, N., & Velloso, D. (1975). An approximate method to estimate the bearing capacity of Piles. *5th Pan-American Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (pp. 367-376). Buenos Aires: International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Buenos Aires.
- Avelar, R., Santoyo, E., Martínez, J., García, F., Paniagua, W., Segovia, J., . . . Ríos, M. (2001). *Manual de cimentaciones profundas*. México,D.F: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos,A.C.
- Barreto, A., Valencia, Y., & Echeverri, O. (2019). *Evaluación Comparativa de la capacidad de carga en cimentaciones profundas .Fórmulas analíticas y ensayos de carga*. Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Bustamante, M. (1979). *Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados*. Francia: Construction.
- Cerrón, E., & Delgado, T. (2018). *Diseño de micropilotes para soportar las cargas de las viviendas del condominio en la avenida Hernando de Lavalle(tesis de pregrado)*. Lima: Universidad San Martín de Porres.
- Cetin, K., & DerKiureghian, A. (2002). *Probabilistic Models for the Initiation of Seismic Soil Liquefaction*. California: Structural Safety.
- Cetin, K., & Seed, R. (2000). *Earthquake -Induced Nonlinear Shear Mass Participation Factor(rd)*. California: Geotechnical Engineering Research Report .
- Cetin, K., & Seed, R. (2001). *Nonlinear Shear Mass Participation Factor(rd) for Cyclic Shear Stress Ratio Evaluation*. California: University of California ,Berkeley.
- Chen, Y., & Kulhawy, F. (1994). *Case History Evaluation of the Behavior of Drilled Shafts Under Axial and Lateral Loading* . EPRI Research Project 1493-04.
- Construmatica. (2019, Mayo 20). *Construmatica*. Retrieved from Construmatica: https://www.construmatica.com/construpedia/Ejecución_de_Cimentación_por_Micropilotes
- Décourt, L., & Quaresma, A. (1982). *Como calcular (rapidamente) a capacidade de carga limite de uma estaca*. São Paulo: A Construção.
- Federal Highway Administration. (1999). *Drilled Shafts:Construction Procedures and Design Methods*. Publication No.FHWA-IF-99-025.
- Japan Road Association. (2002). *Specifications for Highway Bridges, part V , Seismic Design*.
- La Prensa. (2013, Diciembre 28). *Economía:La Prensa*. Retrieved from La Prensa: <https://laprensa.peru.com/economia/noticia-sector-construccion-crecio-impulso-boom-centros-comerciales-18016>
- Liao, S., & Whitman, R. (1986). Overbuden Correction Factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 373-377.
- Ministerio de Fomento. (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*. España: Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras.
- Ministerio de Transportes,Comunicaciones,Vivienda y Construcción. (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima: El Peruano.
- Ministerio de Vivienda ,Construcción y Saneamiento. (2016). *Norma Técnica de Edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: El Peruano.

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima: Digigraf Corp. SA.
- Monteiro, P. (1997). *Capacidade de carga de estacas–método aoki-veloso*. Relatório Interno de Estacas Franki Ltda.
- MYM CONSULTORES SRL. (2016). *Estudio de Mecánica de asuelos para Centro Comercial Tumbes*. Lima: MYM.
- NBR-6122 . (1996). *Execução de fundações (nbr 6122)*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Ninanya, K. (2018). *Evaluación de la capacidad de carga de pilotes excavados en arcillas a través de métodos estáticos y pruebas de carga*. Lima: Universidad Ricardo Palma.
- O’Neil, M., & Reese, L. (1999). *Drilled Shafts:Construction Procedures and Design Methods*. Washington: Federal Highway Administration.
- Pile I.C S.A.S Cimentaciones Profundas. (2019, Mayo 25). *Pile IC S.A.S Cimentaciones profundas*. Retrieved from Pile IC S.A.S Cimentaciones profundas: <http://www.pileingenieria.com.co/content/lodos-de-perforación-en-ingeniería-civil>
- Reese, L., & O’Neil, M. (1988). *Drilled Shafts:Construction procedures and design Methods*. US Department of Transportation,Federal Highway Administration.
- Schmertmann, J. (1975). *Measurement of In situ Shear strength*. Proc ASCE Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties-Raleigh- Vol. 2.
- Seed, H., & Idriss, I. (1971). *Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential*. California: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE.
- Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1984). *The influence of SPT Procedures in soil liquefaction Resistance Evaluations*. California: Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-84/15.
- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, R., Wu, J., Pestana, J., . . . Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering :A Unified and Consistent Framework*. Long Beach,California: 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar,Keynote Presentation.
- Tomlinson, M. (1977). *Pile design and construction practice*. Londres: Cement and concrete Association.
- Tomlinson, M., & Woodward, J. (2007). *Calculating the resistance of piles to compressive loads*. New York: Taylor & Francis e library.
- US Department of the Navy. (1982). *Foundation and Earth Structures-Design Manual 7.2*. Alexandria: Department of the Navy Naval Facilities Engineering Command.

ANEXO

ANEXO 1: METRADO DE ARMADURA DE ACERO Y CONCRETO PARA PILOTE PRE EXCAVADO

TIPO	∅	FORMA	TRASLAPE A "T" O "C"	LOG. X PZA (m)	N° DE PIEZAS	N° VARILLA 9 m X PZA	CANT. VARILLA 9 m
ESTRIBO	3/8	Espiral de paso .15 10 x <div style="text-align: right; margin-right: 20px;"> <u>2.52</u> 25.2 </div>	21	383.04	1	42.56	43
		Espiral de paso .10 142 x <div style="text-align: right; margin-right: 20px;"> <u>2.52</u> 357.84 </div>					
ACERO LONGITUDINAL	1			16	12	1.78	22

RESUMEN DE METRADO PILOTE			
∅	CANT. VARILLA 9 m	PESO/BARRA	PESO (KG)
1	22	36	792
3/8	43	5	215
PESO TOTAL (KG)			1007.00

METRADO DE VOLUMEN DE CONCRETO PARA PILOTE PRE EXCAVADO

∅ (m)	Descripción de concreto pre mezclado	Área de sección transversal (m ²)	Longitud Efectiva (m)	Longitud para conexión con encepado (m)	Longitud total (m)	Volumen de concreto (m ³)
0.8	Concreto premezclado f'c= 280 kg/cm ² ,Tipo V con Slump de 8 pulgadas	0.503	15.3	0.4	15.7	7.89

**ANEXO 2: METRADO DE ARMADURA DE ACERO TUBULAR Y MORTERO
PARA MICROPILOTES**

Armadura de acero tubular

Diámetro exterior (m)	0.227
Diámetro interior (m)	0.209
Área exterior (m ²)	0.040
Área interior (m ²)	0.034
Área (m ²)	0.006

Longitud efectiva de micropilote (m)	17.300
Longitud considerada para conexión con zapata	0.100

Volumen de acero (m ³)	0.107
------------------------------------	-------

Densidad de acero (kg/m ³)	7850
--	------

Peso de armadura de acero tubular (kg)	841.91
--	--------

Mortero

Diámetro de micropilote (m)	0.30
Longitud efectiva de micropilote (m)	17.30
Longitud de perforación extra hasta plataforma	0.40

Volumen de mortero (m ³)	1.25
--------------------------------------	------