

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA ANTONIO NARRO

DIVISIÓN DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE



**Bombeo Incidente para provocar un abatimiento frontal en pozos con fines de
anclaje y carga en medios saturados**

TESIS

Presentada como requisito parcial para obtener el título de:

INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

PRESENTA

Rafael Alvarado Villa

Saltillo, Coahuila, México

Junio del 2024

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA AGRARIA ANTONIO NARRO
DIVISIÓN DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE RIEGO Y DRENAJE

Bombeo Incidente para provocar un abatimiento frontal en pozos con fines de
anclaje y carga en medios saturados

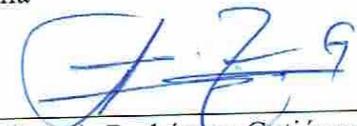
Presentada como requisito parcial para obtener el título de:
INGENIERO AGRÓNOMO EN IRRIGACIÓN

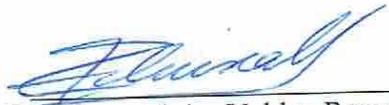
Aprobada por el comité de Asesoría:

Aprobada por:

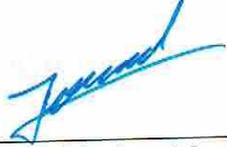

Dr. Fernando Augusto Villarreal Reyna
Asesor principal


Dr. Santos Sáenz Delgado
Co-asesor


M. C. Luis Rodríguez Gutiérrez
Co-asesor


Dra. Rosa Elvira Valdez Ramos
Co-asesor




M.C. Sergio Sánchez Martínez
Coordinador de la división de ingeniería

Buenavista, Saltillo, Coahuila, México, junio del 2024

DECLARACIÓN DE NO PLAGIO

Rafael Alvarado Villa, quien es responsable directo, jura bajo protesta decir la verdad, que no se incurrió en plagio o conducta académica incorrecta en los siguientes aspectos:

Reducción de fragmentos o textos sin citar la fuente o autor original (copiado y pegado); reproducir un texto propio publicado anteriormente sin hacer referencia al documento original (auto plagio); comprar, robar o pedir prestados datos o la tesis para presentarla como copia; omitir referencias bibliográficas o citar textualmente sin comillas; utilizar material digital como imágenes, videos, ilustraciones, graficas, mapas o datos sin citar al autor original y/o fuente. En este sentido, lo anterior puede ser confirmado por el lector, estando consiente de que, en caso de comprobarse plagio del texto, y por tanto no respetar los derechos de autor, edición o modificación, será sancionado por las autoridades correspondientes. Por lo anterior me responsabilizo de la consecuencia generada en caso de existir cualquier tipo de plagio y declaro que este trabajo es original.

Así mismo declaro que mi proyecto se desarrolló en la ciudad de Monterrey en coordinación con la UANL FIC Hidrología, gestionado por el Departamento de riego y Drenaje en la Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro.

Este Proyecto está registrado con el número clave **38111-425401001-434 con fecha 7 de junio del 2023** en la subdirección de programación y evaluación de la dirección de investigación de nuestra institución bajo oficio **No. SPyE*245/2023** y cuyo nombre de proyecto es **Bombeo Incidente para provocar un abatimiento frontal en pozos con fines de anclaje y carga en medios saturados.**

Autor Principal. Rafael Alvarado Villa matricula 41168685

AGRADECIMIENTOS

Al Doctor Fernando Augusto Villarreal Reyna, por compartir sus conocimientos, orientación, darme la oportunidad de participar en su proyecto con el cual realice este trabajo de investigación y disposición absoluta.

A mis maestros del Departamento de Riego y Drenaje por brindarme su conocimiento y enseñanza, experiencia y sobre todo sus consejos de amigos.

A mis amigos y compañeros de los diferentes grupos y las generaciones las cuales miré pasar por el Departamento de Riego y Drenaje que me brindaron su ayuda, amistad, compañía, incondicionalmente con quienes compartí la carrera, y grandes momentos durante la estancia en la universidad y fuera de ella, que compartimos días de tristeza y alegría. GRACIAS.

DEDICATORIA

A mis padres: Miguel Alvarado Aguirre (+) y María de Jesús Villa Guillermo, con mucho amor, cariño y respeto porque son lo más valioso en mi vida, me brindaron amor, cariño, paz y tranquilidad, que siempre están al pendiente de todo, por guiar mis pasos en la vida, apoyarme incondicionalmente en todos los momentos tristes y felices de mi vida, sus consejos para salir adelante y no me dejarme caer en los momentos más difíciles, gracias por haber depositado su confianza en mí, formarme y educarme como persona de bien para la sociedad, siempre los recordaré como los grandes padres que son.

A Dios por haberme dado la oportunidad de vivir, porque siempre ha estado a mi lado dándome todo lo que necesito, estar en los momentos más difíciles de mi vida, por estar en este lugar e iluminar mi camino hasta alcanzar mis metas.

A mi Alma Terra Mater: Por haberme brindado la oportunidad de formarme como profesionista al culminar satisfactoriamente mis estudios en esta universidad.

RESUMEN

En casi toda la extensión territorial de este planeta día a día se requieren construir vialidades que faciliten el libre acceso de las mercancías y aumente con seguridad la velocidad de movilización de las personas para cumplir con respecto al tiempo sus actividades.

Fueron los griegos y romanos quienes iniciaron la construcción de carreteras y puentes, para poder tener más control de su amplio territorio dominado y sobre todo llegar con más facilidad a cierto punto con armamento y poder controlar los levantamientos de insurrección de los territorios dominados. Era importante trasladar el pesado armamento que conlleva tal dominio rápidamente.

Pero no siempre fue fácil, ya que los materiales geológicos cambian continuamente y se requería estabilizarlos, generando una gamma de tecnología en perforación de suelos y estabilidad de taludes para insertar pilotes que le dieran estructura a esas formaciones débiles e inestables.

Dicha tecnología requería de grandes inversiones, ya que no solo era construirla, sino cuidarla de que acciones bélicas no las destruyeran y evitaran el libre tráfico de vehículos y armamento, esto se repetía continuamente y lo podemos observar hasta la actualidad donde los puentes en ríos, lagos y arroyos eran primordiales el construirlos y conservarlos, esto fue fundamental hasta la segunda guerra mundial, en donde se destruyeron grandes obras de ingeniería vial para evitar el avance o el retroceso militar de los conflictos bélicos.

Estas obras de ingeniería civil, pero sobre todo al área de hidrología subterránea vino a cambiar el proceso de construcción, ya que se pudo dominar la presencia de acuíferos superficiales en medios no consolidados a través del uso de lodos de perforación, del uso de ademes de gran dimensión y sobre todo lograr el abatimiento del nivel del agua (nivel estático) a base de bombeo, y poder vaciar concretos con mezclas de impermeabilizantes y catalizadores que reaccionan contra la acción corrosiva del agua con sales y sulfatos.

El bombeo incidente o sea el bombeo con fines de abatimiento frontal y con la ayuda de ademes y lodos se logra obtener en medios saturados una calidad en el vaciado, que apoya el secado rápido del concreto de los pilotes

El área metropolitana de la ciudad de Monterrey casi actualmente con una tendencia vehicular de más de 1 coche por habitante y con una densidad de más de 2.7 millones de coches en Nuevo León la mayor parte concentrados en el AMM ha sufrido el impacto del tráfico y requiere la construcción de vialidades tipo SPUELA al margen del rio Santa Catarina para darle fluidez a esa carga vehicular.

Esto con lleva a construir al margen del rio un conjunto de pilotes anclados en el acuífero superficial del área metropolitana y sostenerse en la rasante de las lutitas calcáreas de la formación Méndez.

El concepto de SPUELAS son retornos prácticos e inserciones en vías grandes de movilidad como la Av. Morones Prieto y Constitución a todo lo largo del rio Santa Catarina, lo que se requiere es construir en el seno del rio dichas estructuras que soporten las vigas de carga y toleren el impacto erosivo de la avenida del agua en tiempos de lluvias.

Para esto se requiere generar una estrategia de perforación basado en el estudio previo de mecánica de suelos y en base a la dureza de los materiales del perfil ampliar, sostener, armar acero, bombear el fluido generándole un abatimiento, lodos bentónicos, armado de acero, vaciado de concreto con una calidad que puedan soportar tanto la carga como le embestida de la masa de agua del rio que llega adquirir velocidades por encima de 3.0 m por segundo.

La importancia de realizar los ensayos de calidad del vaciado ayuda al responsable del proyecto a tomar decisiones confiables; permite conocer si se realizó un proceso constructivo correcto o defectuoso que eviten consecuencias desfavorables como el colapso de la estructura en funcionamiento, asentamientos a lo largo de su vida útil, corrosión de las varillas o alguna otra anomalía que pueda presentar la estructura debido a la calidad del concreto.

Palabras Claves: Mecánica de suelos, perforación pilotera, armado de acero, ademes, lodos bentónicos, tubería tremie, vaciado de concreto, prueba Crosshole, hermeticidad, costo de acciones.

ABSTRACT

In almost the entire territorial extension of this planet, roads need to be built every day that facilitate the free access of goods and safely increase the speed of movement of people to carry out their activities over time.

It was the Greeks and Romans who began the construction of roads and bridges, to have more control of their extensive dominated territory and above all to reach a certain point more easily with weapons and to be able to control the insurrection uprisings in the dominated territories. It was important to move the heavy weaponry that comes with such dominance quickly.

But it was not always easy, since the geological materials change continuously and it was necessary to stabilize them, generating a range of technology in soil drilling and slope stability to insert piles that would give structure to those weak and unstable formations.

This technology required large investments, since it was not only about building it, but also ensuring that warlike actions did not destroy it and prevent the free traffic of vehicles and

weapons. This was repeated continuously, and we can observe it to this day where bridges over rivers, Lakes and streams were essential to build and conserve, this was essential until the Second World War, where large road engineering works were destroyed to prevent military advance or retreat from war conflicts.

These civil engineering works, but especially the area of underground hydrology, changed the construction process, since it was possible to dominate the presence of superficial aquifers in unconsolidated environments through the use of drilling mud, the use of additional great dimension and above all achieve the lowering of the water level (static level) by pumping, and being able to pour concrete with mixtures of waterproofing and catalysts that react against the corrosive action of water with salts and sulfates.

Incident pumping, that is, pumping for frontal lowering purposes and with the help of “ademes” and sludge, it is possible to obtain a quality in the pouring in saturated media, which supports the rapid drying of the concrete of the piles.

The metropolitan area of the city of Monterrey, almost currently with a vehicular trend of more than 1 car per inhabitant and with a density of more than 2.7 million cars in Nuevo León, most of them concentrated in the AMM, has suffered the impact of traffic and requires the construction of SPUELA-type roads on the banks of the Santa Catarina River to give fluidity to that vehicular load

This leads to the construction of a set of piles on the banks of the river anchored in the superficial aquifer of the metropolitan area and supported by the calcareous shale of the Méndez formation.

The concept of “SPUELAS” are practical returns and insertions in large mobility routes such as Av. Morones Prieto and Av. Constitution along the entire length of the Santa Catarina River, what is required is to build these structures within the river that support the load beams and tolerate the erosive impact of the flood of water in times of rain.

For this, it is necessary to generate a drilling strategy based on the previous study of soil mechanics and based on the hardness of the profile materials, expand, support, assemble steel, pump the fluid generating a drawdown, benthic muds, assemble steel, pouring concrete with a quality that can withstand both the load and the onslaught of the mass of river water that reaches speeds above 3.0 m. per second.

The importance of performing casting quality tests helps the project manager make reliable decisions; It allows us to know if a correct or defective construction process was carried out to avoid unfavorable consequences such as the collapse of the structure in operation, settlements throughout its useful life, corrosion of the rods or any other anomaly that the structure may present due to quality. of the concrete.

Keywords: Soil mechanics, pile drilling, steel reinforcement, ademes, benthic sludge, tremie pipe, concrete pouring, Crosshole test, airtightness, cost of actions.

INDICE DE CONTENIDO

ANTECEDENTES	17
Geología Regional.....	17
1. INTRODUCCIÓN	19
2. REVISIÓN DE LITERATURA	20
2.1 Principio de Funcionamiento.	20
PROBLEMÁTICAS HABITUALES	24
2.2.1Causas intrínsecas de fallos de cimentación	24
2.2.2 Defectos de proyecto	24
3. LOCALIZACIÓN	26
3.1 Acuífero superficial del área metropolitana de Monterrey	26
3.2 Pruebas de campo	26
3.2.1 Análisis geotécnico	26
Flujo de agua	26
3.2.2 Medios inestables	30
Pruebas de campo	30
3.2.2.1Análisis geotécnico	30
Flujo de agua	30
3.3. Estabilidad	31
Asentamientos y expansión	32
3.4 Esfuerzo-deformación	32
3.5 Cimentaciones profundas	34
3.6 Métodos de mejoramiento	35
Relleno.....	35
Cal.....	36
Cemento	36
3.7 Medios inestables del sitio de este estudio	38
San Felipe en el Cerro del Obispado	38
San Felipe de la Loma de Vista Hermosa	38
Mexicanos en las lutitas de la Formación Méndez	39
3.8 Condiciones geotécnicas del sitio	40
Las propiedades hidráulicas de los acuíferos.....	42
Propiedades hidráulicas de un pozo	43

Unidades de Medida	43
Ley de Darcy	44
Transmisividad (T):	45
CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA HORIZONTAL EN ACUIFEROS	47
PRODUCCION DE ACUIFEROS.....	47
Presión de carga para perforación en toneladas / metro cuadrado.....	48
4. HIPÓTESIS.....	50
5. JUSTIFICACIÓN.....	50
6. OBJETIVO GENERAL.....	51
7. MATERIALES Y MÉTODOS.....	51
7.1 Lugar y fecha de establecimiento	51
7.2 Materiales y equipos requeridos:	54
7.3 Metodología	55
7.3.1 Procedimiento de Construcción de Pila de Cimentación	56
Mecánica de Suelos.....	56
7.3.2 Estrategia de Perforación.....	57
7.4 Importancia de la Estrategia de Perforación.....	58
7.4.1 Habilitado de Acero.....	59
Armado de Acero	61
Para traslapes.....	61
Para ganchos	61
Para el recubrimiento.....	62
Para el manejo y colocación.....	62
Vaciado de Concreto	62
Vaciado de Concreto	64
Colado en Seco	64
Colado Bajo Agua o Lodo	64
Pruebas de Integridad de Pilotes	66
Análisis de Tarjetas de Costos de Perforación	67
8. RESULTADOS	68
Material A (Tipo I)	68
Material B (Tipo II).....	68
Material C (Tipo III).....	69

Perfil Estratigráfico general del muestreo de pilotes 7, 8, 9 del cauce del rio.....	75
8 RESULTADOS	87
8.1 Trabajo de laboratorio.	87
8.2Estratigrafia	88
8.3 Resistencia a la compresión de núcleos de roca.....	90
8.4 Capacidad de carga admisible.....	90
Cálculo por fricción.....	91
Capacidad de carga admisible por punta.....	91
Resultados de las muestras del perfil estratigráfico	97
Control del nivel de bombeo.....	98
Velocidad de Avance	99
9. CONCLUSIONES.	104
10 LITERATURA CITADA.....	105

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Causas de la estabilidad	29
Tabla 2 Ranges of horizontal hydraulic conductivity of geologic material	46
Tabla 3 Hydrogeologic Characteristics of Typical Aquifers and Life Expectancy of Wells Penetrating Such Aquifers	47
Tabla 4 Ubicación geográfica de los puntos evaluados.....	53
Tabla 5 Consideraciones estadísticas de los pilotes	78
Tabla 6 Presión de corte de la perforadora Pilotera en Newtons.....	79
Tabla 7 Relación de avance de perforación con ampliaciones incluidas por cada pozo	81
Tabla 8 Presión de carga para perforación en Kgs/Cm ²	90
Tabla 9 Diámetros vs. Diferentes capacidades de carga: por fricción por punta y por pila.	92
Tabla 10 Diámetros vs. Diferentes capacidades de carga: por fricción por punta y por pila. Método Canadiense	95
Tabla 11 Diámetros vs. Diferentes capacidades de carga: por fricción por punta y por pila	96
Tabla 12 Resistencia al corte	101
Tabla 13 Velocidad de avance.....	101
Tabla 14 Velocidad de avance en perforación incluye acumulado en tres avances hasta 80 pulgadas	103

INDICE DE IMÁGENES

Imagen 1 Pilotes por fuste	22
Imagen 2 Pilotes por punta	22
Imagen 3 Forma de carga de una pila.....	25
Imagen 4 Ensayo de prueba de carga, ensayo dinámico de carga, y control de integridad por impedancia.....	25
Imagen 5 Típica descripción de la mecánica de suelos en monitoreo del Rio Santa Catarina UANL GEOFISICA METROREY	41
Imagen 6 Comportamiento y Trayectoria de un fluido hacia un pozo a cielo abierto	42
Imagen 7 Cono de Depresión o Cono de Deyección Geometría del flujo de agua en un pozo de bombeo	43
Imagen 8 El agua subterránea en movimiento.....	44
Imagen 9 Torque, Momento o Momento de fuerza.....	48
Imagen 10 Perfil de suelos de Santa Catarina, N.L.	49
Imagen 11 Ubicación Rio Santa Catarina inicio de proyecto.....	52
Imagen 12 Ubicación de las instalaciones al final del proyecto.....	52
Imagen 13 Ubicación geográfica de pilotes evaluados	54
Imagen 14 Núcleos Resultado de perforación Exploratoria en mecánica de suelos	57
Imagen 15 Típica descripción de los resultados de Mecánica de Suelos de un perfil para pilas	57
Imagen 16 Perforadora Pilotera Mecanic Soil y ademe Perdido de anillo de concreto	58
Imagen 17 Armado de acero.....	60
Imagen 18 Tuberia Tremie	60

Imagen 19 Vaciado por Tubería Tremie y Presencia de Agua frontal	63
Imagen 20 Obtención de los núcleos de observación.....	69
Imagen 21 Muestra del material resultante de la prueba de mecánica de suelos	70
Imagen 22 Clasificación del material bajo norma de dureza.....	71
Imagen 23 Escala de SOLOVIOV de Dureza para perforación.....	72
Imagen 24 Muestra el resultado de la mecánica de suelos en el perfil más representativo donde a los 10 mts se encuentra el frente del acuífero superficial, montado en una capa impermeable de lutita con 55 golpes de penetración y dureza de 150 psi.....	74
Imagen 25 Ademado a fondo perdido antes y después protección de derrumbe	75
Imagen 26 Ademe con capacidad de extracción y recuperación de acero anillos de concreto y asbesto cemento a fondo perdido.....	76
Imagen 27 Perforación con pilotera.....	77
Imagen 28 Abatimiento	82
Imagen 29 Control de nivel a base de bulbos sensores y bombas sumergibles	83
Imagen 30 Nivel dinámico de control bulbo de bronce y nivel estático azul.....	83
Imagen 31 Carga individual por bomba, y gráficas curvas de desempeño	84
Imagen 32 Comportamiento del abatimiento frontal por causa del bombeo.....	86
Imagen 33 Nivel freático después de los 10 m.....	97
Imagen 34 Escala de presión de corte SOLOVIOV	98
Imagen 35 Velocidad de avance en perforación pilotera de diámetro acumulado.....	100

ANTECEDENTES

El Valle de Monterrey, se encuentra ubicado sobre los diferentes acuíferos, uno somero localizado en los sedimentos del Cuaternario, y otro profundo localizado en las formaciones calcáreas Cupido/Aurora del Cretácico medio las cuales presentan una conductividad hidráulica y transmisibilidad alta.

El agua subterránea que circula a través de estas calizas, se debe principalmente a fenómenos Kársticos, así como a zonas fracturadas y falladas.

Este acuífero profundo se encuentra confinado por las formaciones Cuesta del Cura, Agua Nueva, San Felipe y la roca sana de la Formación Méndez.

El acuífero somero es el que trata en el presente estudio y a él corresponden la mayoría de los pozos que conforman la batería Monterrey/Topo Chico, existiendo muy pocos aprovechamientos que explotan el acuífero profundo en el valle de Monterrey.

El acuífero somero en el valle de Monterrey, se encuentra principalmente constituido principalmente por paquetes de gravas y la parte superior de la Formación Méndez, la cual se encuentra muy fracturada e intemperizada. El espesor de gravas del acuífero en el área de estudio varía de 8 a 30 m.

Las permeabilidades del acuífero de gravas pueden variar dependiendo de su contenido de material fino, por ejemplo, si las gravas se encuentran sin limos y con oquedades kársticas tienen permeabilidades altas al contrario de lo que sucede si presentan limos.

El acuífero puede actuar en ocasiones como semiconfinado o confinado cuando las gravas o lutitas donde se encuentra están cubiertas por lentes de arcillas, o bien puede actuar como un acuífero libre cuando no existe ninguna capa confinante que lo cubra.

La recarga del acuífero ocurre en parte, en los depósitos de talud localizados al pie de la Sierra de la Silla, de las Mitras y el frente de la SMO, así como de aportes provenientes del Cañón de la Huasteca, siendo esta la principal área de recarga. Perforación de piloterías

Geología Regional

La SMO está constituida principalmente por rocas sedimentarias del mesozoico, que descansan sobre un basamento precámbrico y paleozoico (Moram-Zenteno, 1984). Los sedimentos de la SMO fueron plegados y cabalgados por los esfuerzos máximos de la Tectogenia Laramida durante el Paleoceno Tardío-Eoceno Temprano (Padilla y Sánchez, 1985).

El basamento paleozoico sobre el que se evolucionó la secuencia mesozoica de esta región ha sido interpretado como una continuación del Cinturón del Sureste de Estados Unidos (Denison, 1970).

En el NE de México se inicia en el Triásico Superior hasta el Jurásico Inferior, la apertura del golfo de México ocasionada por un rift, dando origen a depósitos de origen continental, siendo sobre yacidos por sedimentos marino-continentales del Jurásico-Inferior (Michalzik, 1988). En el Jurásico Tardío (Calloviano) el NE de México fue transgredido por aguas marinas en forma general, formándose depósitos de mar abierto, manteniéndose esta sedimentación hasta el cretácico inferior. La transgresión dio origen al Golfo de Sabinas, la isla de Coahuila y el Archipiélago de Tamaulipas (Tardy, 1975).

El cretácico superior se inicia con una regresión de las aguas marinas depositándose gran cantidad de material clásico proveniente del occidente, dando origen a un cambio drástico en la sedimentación (Conklin y More, 1977). Durante este tiempo se presentan las primeras manifestaciones orgánicas, las cuales tienen su expresión en el Paleoceno Superior-Temprano (Tectogenesis Laramidica), con un transporte tectónico en dirección NE, deslizándose las unidades geológicas sobre los depósitos evaporíticos (yeso de la Formación Minas Viejas) comportándose como una capa plástica y existiendo compresión máxima con cabalgamientos, dando origen a la SMO (Melburg, 1987). El terciario se encuentra representado por unos cuerpos intrusivos que afloran en la pared suroeste de la Curvatura de Monterrey, con una edad posible del Mioceno (Padilla y Sánchez 1982), ya que no se cuenta con determinaciones radiométricas. Por último, los valles entre la sierra de la Curvatura de Monterrey están generalmente rellenos de aluvión, abanicos aluviales que descansan discordantemente sobre rocas más antiguas.

1. INTRODUCCIÓN

Monterrey es una ciudad caracterizada por la presencia de cadenas montañosas al igual que la presencia de medios acuíferos. La geología típica en la zona que abarca de oriente a poniente, comprende en su mayoría de material aluvial y rocas sedimentarias, principalmente calcáreas. De igual forma, el acuífero Área Metropolitana de Monterrey se encuentra dentro de la zona de construcción de la mayor infraestructura vial de la ciudad.

La presencia de un acuífero en el área de construcción demanda el uso de un sistema de anclaje adecuado para estas condiciones. Los sistemas de anclaje de pilas de cimentación son por fricción, punta, o mixta, sin embargo, en la construcción de grandes obras, como lo es la construcción de pilotes de carga y anclaje en el seno del río, se opta por un anclaje de tipo punta, ya que otorga una mayor capacidad de carga.

La interferencia del agua en el medio puede generar anomalías en el concreto, repercutiendo en la integridad del pilote. Por lo que se desarrollan estrategias con el objetivo de evitar la intervención del medio saturado en el colado del concreto. Algunas de dichas estrategias son el abatimiento por bombeo, el uso de lodos bentónicos, el uso de ademe, el uso de concreto impermeable o abatimiento con concreto. Finalmente, por medio de pruebas de integridad del concreto, se evalúa la calidad de la pila de cimentación, con el fin de garantizar una construcción que satisface las normativas adecuadas

Por otro lado, la interferencia del agua durante el vaciado de concreto puede generar anomalías en el concreto, afectando la integridad del pilote. En la construcción de pilotes se desarrollan estrategias para evitar la intervención del medio saturado en el colado del concreto, estrategias tales como abatimiento por bombeo, el uso de lodos bentónicos, el uso de ademe, el uso de concreto impermeable o abatimiento con concreto. Finalmente se desarrollan ensayos de integridad del vaciado de concreto para evaluar la calidad e integridad del pilote.

La importancia de realizar los ensayos de calidad del vaciado ayuda al responsable del proyecto a tomar decisiones confiables; permite conocer si se realizó un proceso constructivo correcto o defectuoso que eviten consecuencias desfavorables como el colapso de la estructura en funcionamiento, asentamientos a lo largo de su vida útil, corrosión de las varillas o alguna otra anomalía que pueda presentar la estructura debido a la calidad del concreto.

2. REVISIÓN DE LITERATURA

Se denomina **pilote** a un elemento constructivo utilizado para cimentación de obras, que permite trasladar las cargas hasta un estrato resistente del suelo, cuando este se encuentra a una profundidad tal que hace inviable, técnica o económicamente, una cimentación más convencional mediante zapatas o losas.

2.1 Principio de Funcionamiento.

Los pilotes transmiten al terreno las cargas que reciben de la estructura, mediante una combinación de rozamiento lateral o resistencia por fuste y resistencia a la penetración o resistencia por punta.

Ambas fuerzas dependen de las características del pilote y del terreno, y la combinación idónea es el objeto del proyecto.

Para un pilote circular, hormigonado in situ y apoyado cuya punta inferior esta sobre un estrato de resistencia apreciable a la carga del hundimiento.

Tipología de cimentación en profundidad empleada habitualmente para terrenos poco homogéneos o con poca capacidad portante que reparte las cargas al terreno por fuste y/o por punta en terrenos más resistentes.

Se consideran cimentaciones profundas por pilotes cuando su extremo inferior, en el interior del terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro de ancho.

Cuando la ejecución de una cimentación superficial no sea técnicamente viable, se debe de contemplar la posibilidad de hacer una cimentación profunda.

Las cimentaciones profundas se pueden clasificar en los siguientes tipos.

- a). – **Pilote aislado**: aquel que está a una distancia lo suficiente alejada de otros pilotes como para que no tenga interacción geotécnica con ellos.
- b). – **Grupo de pilotes**: son aquellos que por su proximidad interaccionan entre sí o están unidos mediante elementos estructurales lo suficientemente rígidos, como para que trabajen conjuntamente.
- c). – **Zonas pilotadas**: son aquellas en la que los pilotes están dispuestos con el fin de reducir asientos o mejorar la seguridad frente al hundimiento de las cimentaciones. Suelen ser pilotes de escasa capacidad aportante individual y estar regularmente espaciados o situados en puntos estratégicos.

d). -**Micropilotes:** son aquellos compuestos por una armadura metálica formadas por tubos, barras, o perfiles introducidos dentro de un taladro de peque dentro de un taladro de pequeño diámetro, pudiendo estar o no inyectados con lechada de mortero a presión más o menos elevada.

Por la forma de trabajo, los pilotes se clasifican en:

a) **Pilotes por fuste:** en aquellos terrenos en los que, al no existir un nivel claramente más resistente, al que transmitir la carga del pilotaje, este transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes “flotantes”.

b) **Pilotes por punta:** en aquellos terrenos en los que, al no existir, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes “columna”.

Por la **forma de trabajo**, los pilotes se clasifican en:

a) **Pilotes por fuste:** en aquellos terrenos en los que, al no existir un nivel claramente más resistente, al que transmitir la carga del pilotaje, este transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes “flotantes”.

b) **Pilotes por punta:** en aquellos terrenos en los que, al no existir, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes “columna”.

Por la **forma de trabajo**, los pilotes se clasifican en:

a) **Pilotes por fuste:** en aquellos terrenos en los que, al no existir un nivel claramente más resistente, al que transmitir la carga del pilotaje, este transmitirá su carga al terreno fundamentalmente a través del fuste. Se suelen denominar pilotes “flotantes”.

b) **Pilotes por punta:** en aquellos terrenos en los que, al no existir, a cierta profundidad, un estrato claramente más resistente, las cargas del pilotaje se transmitirán fundamentalmente por punta. Se suelen denominar pilotes “columna”.

Imagen 1 Pilotes por fuste

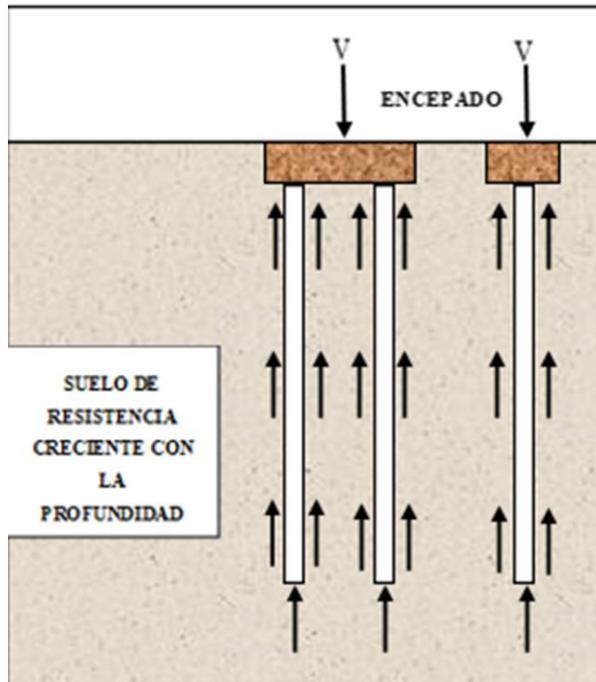
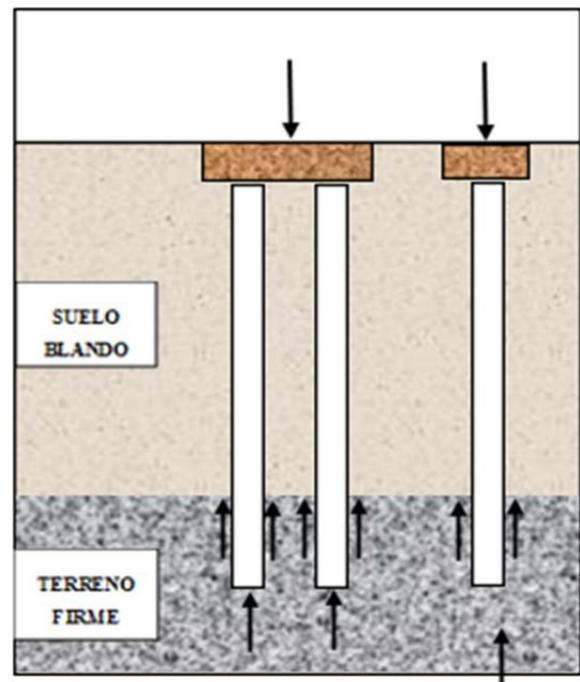


Imagen 2 Pilotes por punta



Fuente: Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Braja m Das séptima edición

Para diferenciar los tipos de pilotes se pueden utilizar los siguientes criterios:

Por el tipo de material del pilote:

a) **Hormigón “in situ”**: se ejecutarán mediante excavación previa, aunque también podrán realizarse mediante desplazamiento del terreno o con técnicas mixtas (excavación y desplazamiento parcial);

b) **Hormigón prefabricado**: podrá ser hormigón armado (hormigones de alta resistencia) u hormigón pretensado o postensado;

c) **Acero**: se podrán utilizar secciones tubulares o perfiles en doble U o en H. Los pilotes de acero se deben hincar con azuches (protecciones en la punta) adecuados;

d) **Madera**: se podrá utilizar para pilotar zonas blandas amplias, como apoyo de estructuras con losa o terraplenes;

e) **Mixtos**: como los de acero tubular rodeados y rellenos de mortero.

Por la forma de la sección transversal:

La forma de la sección transversal del pilote podrá ser circular o casi circular (cuadrada, hexagonal u octogonal) de manera que no sea difícil asimilar la mayoría de los pilotes a elementos cilíndricos de una cierta longitud L y de un cierto diámetro D.

Por el **procedimiento constructivo**:

De forma general, atendiendo al modo de colocar el pilote dentro del terreno, se considerarán los siguientes:

a) Pilotes prefabricados hincados: La característica fundamental de estos pilotes estriba en el desplazamiento del terreno que su ejecución puede inducir, ya que el pilote se introduce en el terreno sin hacer excavaciones previas que faciliten su alojamiento en el terreno.

Las formas de hincar pilotes pueden ser diferentes según se use vibración o se emplee, como suele ser más frecuente, la hinca o percusión con golpes de maza. A efectos del DB se considera el pilote prefabricado hincado de directriz recta cuya profundidad de hinca sea mayor a 8 veces su diámetro equivalente.

Los pilotes hincados podrán estar constituidos por un único tramo, o por la unión de varios tramos, mediante las correspondientes juntas, debiéndose, en estos casos, considerar que la resistencia a flexión, compresión y tracción del pilote nunca será superior a la de las juntas que unan sus tramos.

Los pilotes prefabricados hincados se podrán construir aislados siempre que se realice un arriostamiento en dos direcciones ortogonales y que se demuestre que los momentos resultantes en dichas direcciones son nudos o bien absorbidos por la armadura del pilote o por las vigas riostras.

b) Pilotes hormigonados “in situ”: son aquellos que se ejecutan en excavaciones previas realizadas en el terreno.

PROBLEMÁTICAS HABITUALES

Las fisuras y grietas son, por lo general, los primeros síntomas de un fallo o problema en la cimentación. Son las primeras en aparecer seguidas, tarde o temprano, por otras sintomatologías.

Las tensiones transmitidas por las cimentaciones dan lugar a deformaciones del terreno que se traducen en asientos, desplazamientos horizontales y giros de la estructura que, si resultan excesivos, podrán originar una pérdida de la funcionalidad, producir fisuraciones, agrietamientos, u otros daños.

Analizamos a continuación las causas de fallos de cimentación. Una primera clasificación sería:

2.2.1 Causas intrínsecas de fallos de cimentación

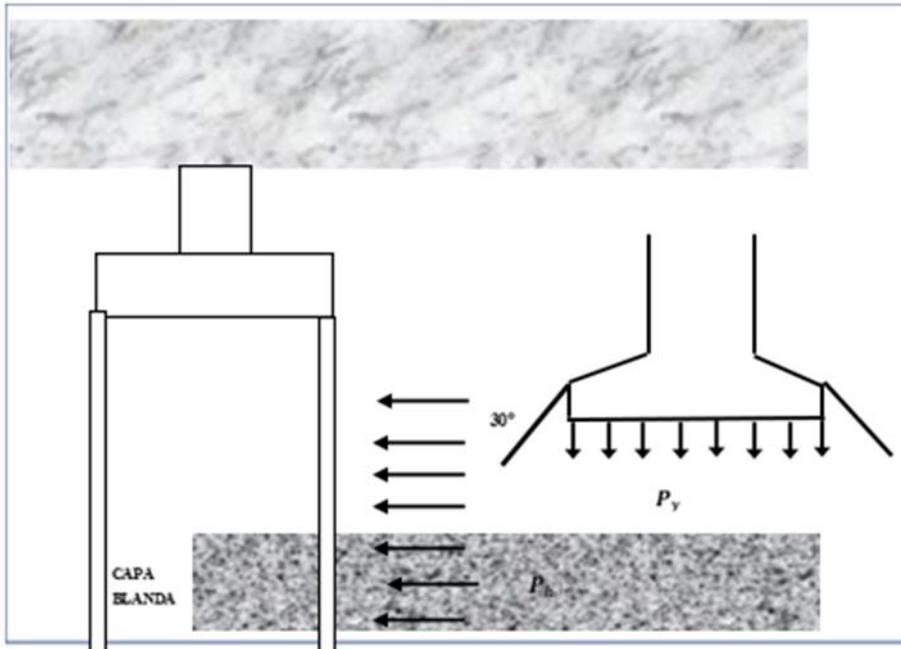
Se agrupan aquí los fallos de cimentación consecuencia de la interacción entre el terreno y la propia cimentación de la construcción que sufre los daños.

2.2.2 Defectos de proyecto

Son errores de concepción, de diseño o cálculo del proyecto. Algunas de las posibles causas de problemas derivadas del proyecto son:

- **Deficiente información geológica y geotécnica:** No tiene sentido economizar en el estudio geotécnico o realizar una campaña de puntos de reconocimiento y ensayos insuficientes. Puede darse también una mala interpretación de estos, etc. Siendo más relevante en terrenos con especiales características: arcillas expansivas, suelos colapsables, rellenos antrópicos o suelos blandos naturales.
- **Infravaloración del riesgo geotécnico:** desprecio de los efectos que produce la falta de homogeneidad de un suelo o las distintas profundidades de aparición de la roca en planta, desprecio de los efectos de la potencial expansividad o de posible supresión o fenómenos de subsidencias, procesos de disolución, etc.
- **Defectos en la evaluación del terreno:** asientos calculados no tolerables por la estructura, esfuerzos parásitos en pilotes (olvido del efecto de asiento de terrenos flojos o rellenos recientes), etc.
- **Falta de capacidad de carga:** cimentación insuficiente o capacidad de carga del suelo insuficiente.
- **Esfuerzos no contemplados:** (p.e.; olvido de algunas sobrecargas).

Imagen 3 Forma de carga de una pila



Fuente: Cimentaciones profundas pilotes Juan Pérez Valcárcel **Inspecciones y validación de cimentaciones**

Defectuosa estimación del efecto grupo en pilotes flotantes: no consideración de los esfuerzos laterales o del rozamiento negativo, etc.

Desconocer o ignorar las condiciones de contorno, al no considerar las condiciones del entorno de la estructura proyectada: posibles socavaciones, arrastres, descalces, agotamientos, rebajamientos, rebajamientos de nivel freático, etc.

Imagen 4 Ensayo de prueba de carga, ensayo dinámico de carga, y control de integridad por impedancia.



Fuente: **Puesta en obra del Hormigón** Eduardo Montero Fernández pilotes/lesiones

3. LOCALIZACIÓN

3.1 Acuífero superficial del área metropolitana de Monterrey

La ciudad de Monterrey, capital del estado de Nuevo León, al igual que otras ciudades de nuestro país, ha tenido que enfrentar el aumento de población como resultado de su desarrollo industrial que la ha convertido en un polo de desarrollo importante en el Noreste de México. Dicha ciudad se sitúa al borde de la Sierra Madre Oriental (SMO) en una latitud 25° 40' Norte y 100° 19' de longitud Oeste, con una altura promedio de 537 metros sobre el nivel del mar.

La situación geográfica del Estado de Nuevo León con climas templados y secos, morfología variada, hidrografía pobre, precipitaciones bajas y evaporaciones altas, así como el explosivo crecimiento demográfico, ha provocado que el abastecimiento del agua a la ciudad de Monterrey y su área metropolitana, haya representado un reto importante para lograr cubrirlo, a lo largo de su historia; en el actual año 2023 se tiene una demanda promedio anual de 12,500 litros por segundo, la cual es igual a la capacidad de las Fuentes existentes que se encuentran en operación.

3.2 Pruebas de campo

Estas pruebas se realizan *in situ* para medir directamente propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. Las pruebas de placa sirven para medir la deformabilidad en el suelo; las pruebas Nasberg, Lefranc y de absorción, para determinar la permeabilidad; las de corte directo y de la veleta para conocer la resistencia al esfuerzo cortante.

3.2.1 Análisis geotécnico

Flujo de agua

El agua es el factor más importante para todos los suelos inestables aquí considerados. Las condiciones de agua subterránea que se encuentran en el terreno natural y que pueden ser modificadas por la construcción de obras hidráulicas, deben ser parte esencial del estudio geotécnico. Se deben conocer mediante pruebas de laboratorio y de campo las características del suelo, tales como porosidad, grado de saturación y permeabilidad. Se deben determinar el contacto entre la zona de aereación y la de saturación, el nivel freático, la presencia y localización de acuíferos, acuitardos, acuíferos colgados, acuíferos confinados y manantiales.

El flujo de agua se presenta de diferentes maneras: escurrimiento, infiltración y flujo regional. En este último pueden intervenir las condiciones geológicas, tales como la estratigrafía, fallas e intrusión ígnea, así como las condiciones hidrológicas: fronteras con manantiales, fronteras con la costa, ríos, lagos y embalses.

Los niveles de agua subterránea fluctúan por precipitación, evaporación, transpiración, avenida, llenado y vaciado rápido. Las presiones de poro pueden ser positivas (en compresión) o negativas (en succión). Los modelos de flujo de agua no deben limitarse a la condición de saturación total; el flujo de agua no saturado es más significativo para el estudio de suelos expansivos y colapsables. Los resultados de modelos analíticos deben verificarse por medio de mediciones de campo empleando pozos de observación y piezómetros.

a) Estabilidad

Estabilidad de talud, capacidad de carga y empuje de tierra son objeto del estudio de estabilidad. Existen métodos establecidos para cada problema, los cuales pueden emplearse directamente para suelos inestables. Sin embargo, debido a la heterogeneidad que se presenta en estos suelos y a las condiciones hidráulicas complejas que prevalecen en obras hidráulicas, resulta difícil incorporar las características realistas de flujo de agua en el modelo de estabilidad y seleccionar valores de resistencia al corte del suelo que son acordes al ambiente de agua subterránea. Para entender mejor la importancia del agua, en la tabla 2.1 se presentan algunas causas de la inestabilidad de talud (Sowers y Sowers, 1994). El efecto del agua es vital: la presión del agua o los cambios en el agua forman parte de diez de los 15 factores que están en la lista.

b) Asentamientos y expansión

La mayoría de los suelos inestables están asociados a los problemas de cambio de volumen, sea por asentamiento o expansión. En estos suelos los asentamientos no se deben exclusivamente a cargas externas sino también al cambio de ambiente de agua subterránea. Asimismo, los asentamientos o expansiones están asociados tanto a procesos puramente mecánicos como a

mecanismos fisicoquímicos o químicos. El presente manual aporta detalles sobre la estimación de asentamiento y expansión en varios suelos.

c) Esfuerzo-deformación

Los estudios de mecánica de suelos tradicionales resuelven los problemas geotécnicos tomando en consideración dos criterios independientes: estabilidad y deformación. El primero se refiere a las condiciones de seguridad en las que el suelo se considera como un cuerpo rígido plástico que no se deforma hasta la falla; y el segundo a las de servicio, para las cuales el suelo experimenta solamente cambios volumétricos. Sin embargo, el comportamiento de los suelos siempre se encuentra entre estos dos extremos: la deformación no lineal se presenta a un nivel de esfuerzo relativamente bajo y la evolución de esfuerzos cortantes influye en la rigidez del suelo, de manera que los problemas de estabilidad y deformación no se pueden separar. Algunos problemas típicos que están asociados a este tipo de comportamiento híbrido del suelo son fallas progresivas de talud, excavaciones ademadas e interacción suelo-estructura en cimentaciones, muros de retención, túneles y alcantarillas.

A fin de poder analizar de manera adecuada dichos problemas es importante contar con modelos de suelo que relacionan esfuerzo y deformación para diferentes trayectorias de esfuerzo. Estos modelos suelen referirse como leyes constitutivas o modelos geológicos. Se han desarrollado un gran número de estos modelos, entre los más conocidos se encuentran el modelo elástico no lineal de Duncan-Chang para todo tipo de suelo, el modelo de Cam-Clay para suelos arcillosos y otros modelos elasto-plásticos para suelos granulares. Para que estos modelos aporten resultados apropiados a la solución de un problema específico, se debe contar con métodos numéricos, tales como el de elementos finitos, para representar las condiciones de carga y la estratigrafía del subsuelo. Experiencias acumuladas en las últimas tres décadas han mostrado que los análisis esfuerzo-deformación refinados pueden contribuir a definir soluciones más económicas y acertadas a los problemas complejos, siempre y cuando los parámetros de suelo se seleccionen adecuadamente.

Tabla 1 Causas de la estabilidad

CAUSAS QUE PRODUCEN AUMENTO DE ESFUERZOS	CAUSAS QUE PRODUCEN DISMINUCIÓN DE RESISTENCIA
1.-Cargas externas como edificios, agua o nieve.	1.-Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2.-Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad.	2.-Presión de agua intersticial (esfuerzo neutro).
3.-Remoción por excavación de parte de la masa de tierra.	3.-Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por choque, vibración o actividad sísmica.
4.-Socavaciones producidas por perforaciones de túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones.	4.-Fisuras capilares producidas por las alternativas de expansión y retracción, o por tensión.
5.-Choques producidos por terremotos o voladuras.	5.-Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6.-Grietas de tensión.	6.-Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo.
7.-Presión de agua en las grietas.	7.-Deterioro del material cementante.
	8.-Pérdida de la tensión capilar por secado.

Fuente: (Sowers y Sowers, 1994)

3.2.2 Medios inestables

Pruebas de campo

Estas pruebas se realizan *in situ* para medir directamente propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo. Las pruebas de placa sirven para medir la deformabilidad en el suelo; las pruebas Nasberg, Lefranc y de absorción, para determinar la permeabilidad; las de corte directo y de la veleta para conocer la resistencia al esfuerzo cortante.

3.2.2.1 Análisis geotécnico

Flujo de agua

El agua es el factor más importante para todos los suelos inestables aquí considerados. Las condiciones de agua subterránea que se encuentran en el terreno natural y que pueden ser modificadas por la construcción de obras hidráulicas, debenser parte esencial del estudio geotécnico. Se deben conocer mediante pruebas de laboratorio y de campo las características del suelo, tales como porosidad, grado de saturación y permeabilidad. Se deben determinar el contacto entre la zona de aereación y la de saturación, el nivel freático, la presencia y localización de acuíferos, acuitardos, acuíferos colgados, acuíferos confinados y manantiales.

El flujo de agua se presenta de diferentes maneras: escurrimiento, infiltración y flujo regional. En este último pueden intervenir las condiciones geológicas, tales como la estratigrafía, fallas e intrusión ígnea, así como las condiciones hidrológicas: fronteras con manantiales, fronteras con la costa, ríos, lagos y embalses.

Los niveles de agua subterránea fluctúan por precipitación, evaporación, transpiración, avenida, llenado y vaciado rápido. Las presiones de poro pueden ser positivas (en compresión) o negativas (en succión). Los modelos de flujo de agua no deben limitarse a la condición de saturación total; el flujo de agua no saturado es más significativo para el estudio de suelos expansivos y colapsables. Los

resultados de modelos analíticos deben verificarse por medio de mediciones de campo empleando pozos de observación y piezómetros.

3.3. Estabilidad

Estabilidad de talud, capacidad de carga y empuje de tierra son objeto del estudio de estabilidad. Existen métodos establecidos para cada problema, los cuales pueden emplearse directamente para suelos inestables. Sin embargo, debido a la heterogeneidad que se presenta en estos suelos y a las condiciones hidráulicas complejas que prevalecen en obras hidráulicas, resulta difícil incorporar las características realistas de flujo de agua en el modelo de estabilidad y seleccionar valores de resistencia al corte del suelo que son acordes al ambiente de agua subterránea. Para entender mejor la importancia del agua, en la tabla 2.1 se presentan algunas causas de la inestabilidad de talud (Sowers y Sowers, 1994). El efecto del agua es vital: la presión del agua o los cambios en el agua forman parte de diez de los 15 factores que están en la lista.

Saturación y permeabilidad. - Se deben determinar el contacto entre la zona de aireación y la de saturación, el nivel freático, la presencia y localización de acuíferos, acuitardos, acuíferos colgados, acuíferos confinados y manantiales.

El flujo de agua se presenta de diferentes maneras: escurrimiento, infiltración y flujo regional. En este último pueden intervenir las condiciones geológicas, tales como la estratigrafía, fallas e intrusión ígnea, así como las condiciones hidrológicas: fronteras con manantiales, fronteras con la costa, ríos, lagos y embalses.

Los niveles de agua subterránea fluctúan por precipitación, evaporación, transpiración, avenida, llenado y vaciado rápido. Las presiones de poro pueden ser positivas (en compresión) o negativas (en succión). Los modelos de flujo de agua no deben limitarse a la condición de saturación total; el flujo de agua no saturado es más significativo para el estudio de suelos expansivos y colapsables.

Los resultados de modelos analíticos deben verificarse por medio de mediciones de campo empleando pozos de observación y piezómetros.

Asentamientos y expansión

La mayoría de los suelos inestables están asociados a los problemas de cambio de volumen, sea por asentamiento o expansión. En estos suelos los asentamientos no se deben exclusivamente a cargas externas sino también al cambio de ambiente de agua subterránea. Asimismo, los asentamientos o expansiones están asociados tanto a procesos puramente mecánicos como a mecanismos fisicoquímicos o químicos. El presente manual aporta detalles sobre la estimación de asentamiento y expansión en varios suelos.

3.4 Esfuerzo-deformación

Los estudios de mecánica de suelos tradicionales resuelven los problemas geotécnicos tomando en consideración dos criterios independientes: estabilidad y deformación. El primero se refiere a las condiciones de seguridad en las que el suelo se considera como un cuerpo rígido plástico que no se deforma hasta la falla; y el segundo a las de servicio, para las cuales el suelo experimenta solamente cambios volumétricos. Sin embargo, el comportamiento de los suelos siempre se encuentra entre estos dos extremos: la deformación no lineal se presenta a un nivel de esfuerzo relativamente bajo y la evolución de esfuerzos cortantes influye en la rigidez del suelo, de manera que los problemas de estabilidad y deformación no se pueden separar. Algunos problemas típicos que están asociados a este tipo de comportamiento híbrido del suelo son fallas progresivas de talud, excavaciones ademadas e interacción suelo-estructura en cimentaciones, muros de retención, túneles y alcantarillas,

A fin de poder analizar de manera adecuada dichos problemas es importante contar con modelos de suelo que relacionan esfuerzo y deformación para diferentes trayectorias de esfuerzo. Estos modelos suelen referirse como leyes constitutivas o modelos geológicos. Se han desarrollado un gran número de estos modelos, entre los más conocidos se encuentran el modelo elástico no lineal de Duncan-Chang para todo tipo de suelo, el modelo de Cam-Clay para suelos arcillosos y otros modelos elasto-plásticos para suelos granulares. Para que estos modelos aporten resultados

apropiados a la solución de un problema específico, se debe contar con métodos numéricos, tales como el de elementos finitos, para representar las condiciones de carga y la estratigrafía del subsuelo. Experiencias acumuladas en las últimas tres décadas han mostrado que los análisis esfuerzo-deformación refinados pueden contribuir a definir soluciones más económicas y acertadas a los problemas complejos, siempre y cuando los parámetros de suelo se seleccionen adecuadamente

3.5 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas pueden ser pilotes o pilas, flotantes o de punta; todos ellos tienen la función de transferir las cargas de la superestructura a un estrato de suelo resistente, poco deformable y no expansivo. Para las cimentaciones sobre suelos expansivos, las pilas coladas *in situ* son más económicas que los pilotes hincados. Comparadas con las losas de cimentación, las pilas son más competitivas si su longitud está en el intervalo comprendido entre 6 y 8 m, y si el área de construcción es amplia y la longitud de fuste está entre 3 y 4 m, las pilas son más ventajosas que las zapatas corridas. Las pilas también son una solución preferida si es difícil encontrar un estrato firme mediante excavación o la excavación afecta a las estructuras aledañas, o si el levantamiento diferencial de la losa es mayor de 10 cm o la deflexión resultante excede a 1/250.

Las pilas deberán cimentarse sobre un estrato no expansivo o, en su defecto, la longitud de la pila deberá ser mayor que la profundidad de la zona activa. El diseño de las pilas construidas en suelos expansivos deberá tomar en cuenta tres aspectos: tensión en la pila, capacidad de carga y deformación; el primer criterio es exclusivo para el diseño de pilas sobre suelos expansivos y merece una mayor atención. La fuerza de tensión T que se genera en la sección transversal de la pila está dada por:

$$T = Q_w - Q_u$$

donde Q_w = carga estructural sobre el cabezal de la pila y Q_u es la fuerza de levantamiento. La fuerza de tensión dividida por el área transversal deberá ser menor que la resistencia a la tensión de la sección de la pila. La fuerza de levantamiento deberá calcularse integrando la resistencia al corte del fuste de la pila en el estrato de suelo expansivo:

$$Q_u = \int D \int f_s dl$$

donde D = diámetro de la pila y f_s = resistencia al corte. La integración se efectúa en la longitud medida desde el eje neutro hasta la superficie del terreno.

Cuando el terreno es adecuado para su construcción, las pilas encampanadas ofrecen una buena alternativa para mejorar el comportamiento general de la cimentación. El diámetro de la parte encampanada es usualmente de dos a dos veces y media, pero no mayor de tres veces el diámetro de la pila.

Las pilas deberán estar ligadas en su cabezal por traveses de piso, los cuales no deben tener contacto con el terreno; se debe tener un espacio vacío de 10 a 35 cm o el doble de la expansión del suelo estimada entre las traveses y la superficie del terreno. El piso deberá colgarse de las traveses 20 cm arriba del terreno o apoyarse directamente sobre este si se dispone del aislamiento entre el piso y los muros.

3.6 Métodos de mejoramiento

Los más usuales son la estabilización con relleno, cal y cemento.

Relleno

Se reemplaza el suelo expansivo de un espesor de 1 a 2.5 m por suelos no expansivos y de baja permeabilidad. Los rellenos detrás de los muros también deberán ser no expansivos.

La baja permeabilidad de los rellenos ayuda a minimizar la infiltración del agua hacia la cimentación. Si solamente se dispone de suelos granulares para el relleno, deberá proveerse drenes subsuperficiales en el fondo de este.

Si no se disponen suelos no expansivos para el relleno, una adecuada compactación del suelo natural también reduce su potencial de expansión. La compactación deberá ser 90% de la densidad máxima estándar con un contenido de agua superior al óptimo; una sobre compactación incrementa significativamente el potencial de expansión y deberá evitarse.

Para el relleno de los muros, la formación de un talud 1:1 ayuda a disipar el empuje lateral.

Cal

Este método de estabilización es el más usado y el más efectivo entre varios métodos de estabilización química. La efectividad del método se mide en función del contenido óptimo de cal de modificación que es el porcentaje que maximiza la reducción del índice de plasticidad del suelo. La cantidad de cal necesaria para alcanzar la reducción óptima es entre 2 a 8 % del peso seco del suelo. Este método de estabilización es recomendable cuando se logra una reducción de 50% en el índice de plasticidad con el contenido óptimo. Una vez identificado el contenido de cal óptimo, se recomienda determinar los índices de plasticidad para los contenidos de 2% inferior y superior al óptimo.

El tratamiento con la cal es aplicable solamente para un espesor menor de 50 cm, por lo que deberá seleccionar otras soluciones si la zona activa está más profunda. Un suelo estabilizado con la cal incrementa su permeabilidad con respecto a la del material no tratado, por lo que deberá proveer protección contra infiltración del agua hacia el suelo. La compactación con el 95% de la densidad máxima estándar y un contenido de agua óptimo también ayudará a disminuir el potencial de expansión.

Cemento

Cuando la cal sola no es suficiente para lograr el nivel de estabilización deseado, se puede agregar el cemento; la cantidad usual del cemento es entre 10 a 20% del peso seco del suelo. Una combinación de cal-cemento o cal-cemento-ceniza volcánica puede ser un catalizador adecuado si este se comprueba en el laboratorio.

Para observar el comportamiento del sistema en relación con la estratificación se trabajó con diagramas de densidades en forma estadística.

Las diaclasas como estructuras menores son frecuentes, la intensidad varía dependiendo de los paquetes litológicos.

En la secuencia de capas calcáreas gruesas (Fm. Aurora) del Anticlinal del Cerro del Topo Chico, en su terminación SE, la diaclasa miento presenta dos sistemas, diaclasas del tipo ac y bc, con rumbos principales de 20/78 SE y 128/46 NE.

Las direcciones principales de la estratificación son 140/30 NE y 134/30.

3.7 Medios inestables del sitio de este estudio

Para observar el comportamiento del sistema en relación con la estratificación se trabajó con diagramas de densidades en forma estadística. Las diaclasas como estructuras menores son frecuentes, la intensidad varía dependiendo de los paquetes litológicos.

En la secuencia de capas calcáreas gruesas (Fm. Aurora) del Anticlinal del Cerro del Topo Chico, en su terminación SE, el diaclasamiento presenta dos sistemas, diaclasas del tipo ac y bc, con rumbos principales de 20/78 SE y 128/46 Ne. Las direcciones principales de la estratificación son 140/30 NE y 134/30 SW. En las rocas de la Formación San Felipe que constituye el Anticlinal del Cerro del Obispado, las diaclasas presentan un sistema preferencial de diaclasamiento, del tipo ac, con un rumbo de 20/80 NW. Las dos direcciones principales del círculo máximo de la estratificación son 140/50 NE y 110/38 SW.

San Felipe en el Cerro del Obispado

El anticlinal de la Loma de Vista Hermosa representado por margas y lutitas de la Fm. San Felipe, se observó un sistema preferencial de diaclasamiento, del tipo ac. El análisis se llevó a cabo en base a diagramas de densidades que muestran la orientación de los círculos máximos de las estratificaciones de 134/48 NE y 122/32 SW, mientras que el máximo de las diaclasas es 20/78 NW. La dirección del plano axial es 131/80 SW.

San Felipe de la Loma de Vista Hermosa

En las lutitas de la Formación Méndez de la cantera de CEMEX, se observaron dos sistemas preferenciales de diaclasamiento de tipo ac y hko. El diagrama de densidades que resulto del trabajo de estas mediciones muestra que aparecen dos máximos de los planos de estratificación, que se orientan en la dirección 115/34 NE y 71/14 SE y dos máximos en el

sistema de diaclasas, de una dirección de 11/754 NW 142/82 SW. El plano axial del pliegue tiene una dirección de 106/80 SW.

Mexicanos en las lutitas de la Formación Méndez

En la línea II del Metro, 70 m al Norte del cruce de las Avenidas Colon y Cuauhtémoc, en las lutitas de la Formación Méndez, se realizó un análisis de las diaclasas, que muestra una orientación del círculo máximo de la estratificación de 102/26 NE, mientras que el círculo máximo de las diaclasas es 24/86 NW, que corresponden al tipo de diaclasas ac.

Perforación de piloterías

Estructuras en medios saturados

Mecánica de suelos en medios saturados

Perfil del río Santa Catarina

La estratigrafía del sitio está constituida por depósitos de arcilla, limo y gravas, en donde predomina el carbonato de calcio y bajo los cuales se detectó la roca arcillosa sedimentaria clasificada como lutita, los cuales se describen a continuación: En la parte superficial se tiene la carpeta asfáltica de 0.06 a 0.08m de espesor, bajo esta carpeta se tiene una base de caliza triturada de 0.15 a 0.60m de espesor. Bajo estos materiales se tiene un limo arcilloso café con grumos de caliche aislados de 0.70 a 1.70m de espesor que resiste de 3 a 5 golpes. A estos materiales le subyace la arcilla limosa café con grumos del mismo material y limo arcilloso café claro de 2.0 a 3.0m de espesor que resiste de 3 a 9 golpes. Bajo estos materiales se tiene un limo arcilloso café claro con gravas y la arcilla limosa café y gris claro con grumos del mismo material de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 6 a 11 golpes. A estos materiales le subyace la arcilla limosa calichosa café claro y la arcilla limosa arenosa con grumos del mismo material de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 11 a 20 golpes. Bajo estos materiales se tiene las gravas empacadas en limo arcilloso café claro y arcilla limosa café claro con

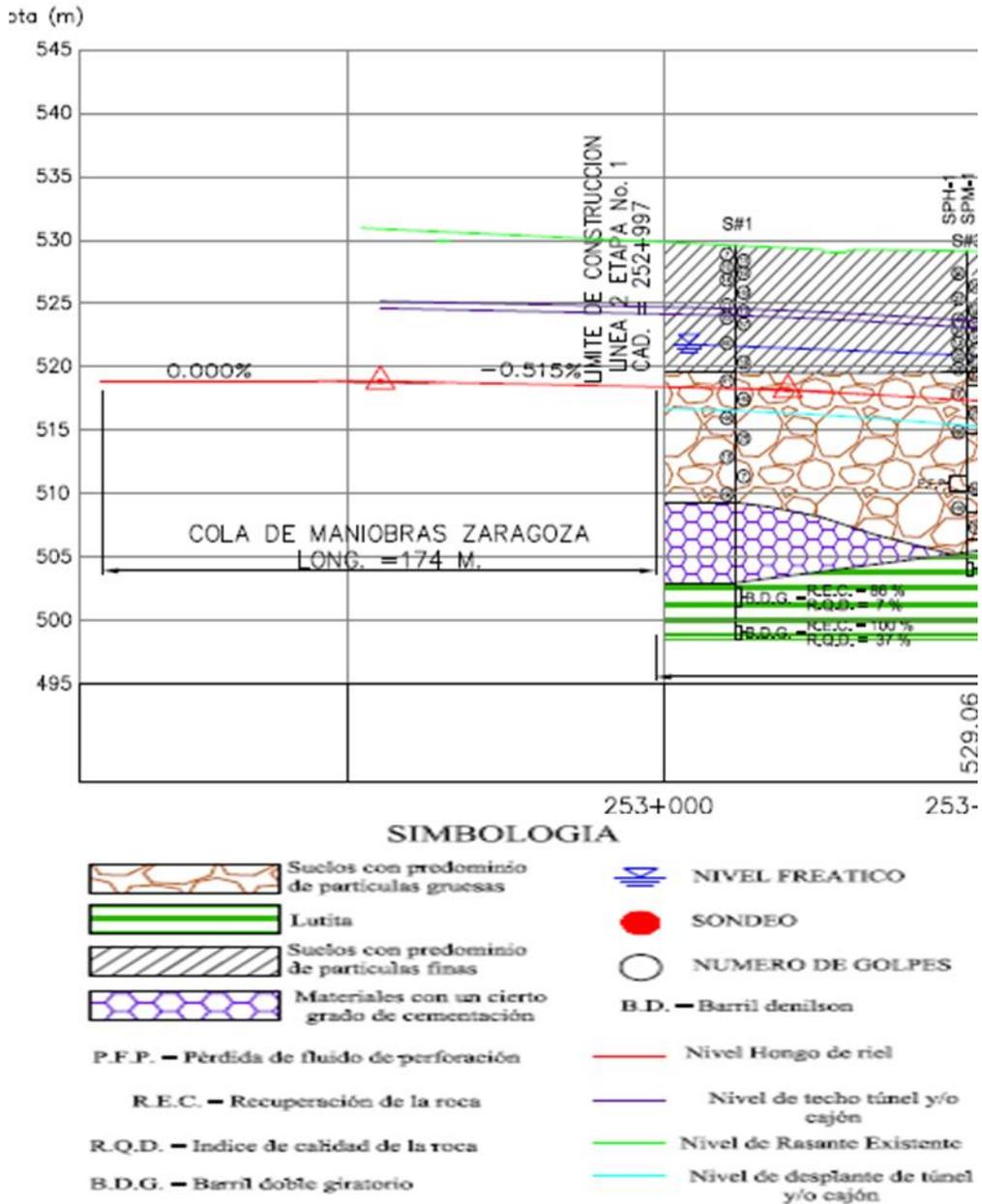
gravas de 2.0 a 8.0m de espesor que resiste de 12 a más de 60 golpes. A estos materiales le subyace la arcilla limosa café claro y amarillenta de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 19 a 26 golpes. Bajo estos materiales se tiene un depósito de arcilla café verdoso con lentes de almendrilla y lutita gris verdoso muy alterado de 3.30m de espesor que resiste de 12 a 42 golpes. A estos materiales le subyace la roca arcillosa sedimentaria muy intemperizada clasificada como lutita arcillosa café y café rojizo de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 48 a más de 60 golpes. Bajo estos materiales se tiene la lutita café y gris verdoso de 1.50 a 2.70m de espesor que resiste más de 60 golpes. A estos materiales le subyace un depósito intemperizado de lutita arcillosa café amarillento y rojizo con lentes de almendrilla de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste más de 60 golpes. Bajo estos materiales se tiene la lutita fracturada gris verdosa con lentes gris oscuro, la cual se detectó hasta la máxima profundidad explorada, resisten más de 60 golpes, en donde se tienen porcentajes de recuperación de 76 a 100.0% e índice de calidad de la roca que varía entre 31 y 55.0% típico de rocas de mala a buena calidad. La estratigrafía a detalle de cada sondeo se presenta en las Figura No. 8 a 10. Y Se detectó el Nivel de Aguas Freáticas entre 10.10 a 11.00m de profundidad, el cual debe coincidir con el nivel del fono del cauce del rio Santa Catarina,

3.8 Condiciones geotécnicas del sitio

El área en estudio se ubica en la zona Asísmica de la República Mexicana o sea en la zona no sísmica o de sismos raros o desconocidos, por lo mismo no se diseña. estructuralmente por sismo, sin embargo, si se quiere utilizar este parámetro debido a los últimos acontecimientos presentados en la Región se puede hacer uso de la siguiente tabla. De acuerdo a su rigidez la Comisión Federal de Electricidad considera los siguientes tipos de terrenos: Tipo I.- Terreno firme o rocoso que no presentan amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s \geq 720$ m/s o $H_s \leq 2.0$ m. Tipo II.- Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con 360 m/s $\leq V_s < 720$ m/s y 2.0 m $< H_s < 30.0$ m Tipo III.- Terreno formado por suelos en

que se presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s < 360$ m/s y $2.0m < H_s \leq 30m$

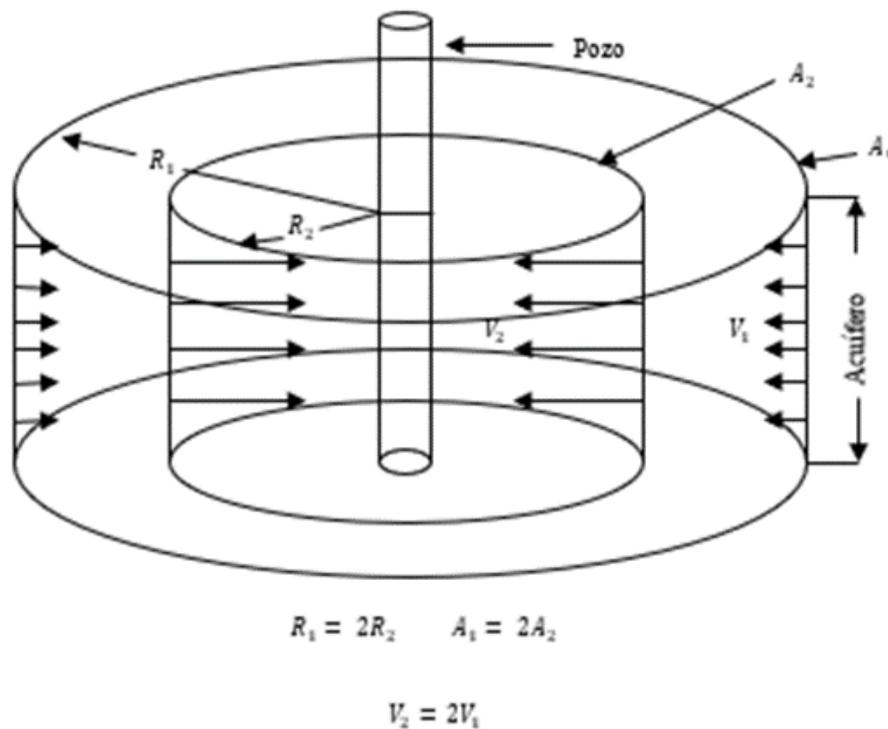
Imagen 5 Típica descripción de la mecánica de suelos en monitoreo del Rio Santa Catarina UANL GEOFISICA METROREY



Las propiedades hidráulicas de los acuíferos

1. Flujo Subterráneo hacia un Pozo
2. El Cono de Depresión
3. Propiedades Hidráulicas de un Pozo
4. Propiedades Hidráulicas de un Acuífero
5. Ley de Darcy
6. Capacidad Específica
7. Transmisividad
8. Coeficiente de Almacenamiento
9. Radio de influencia

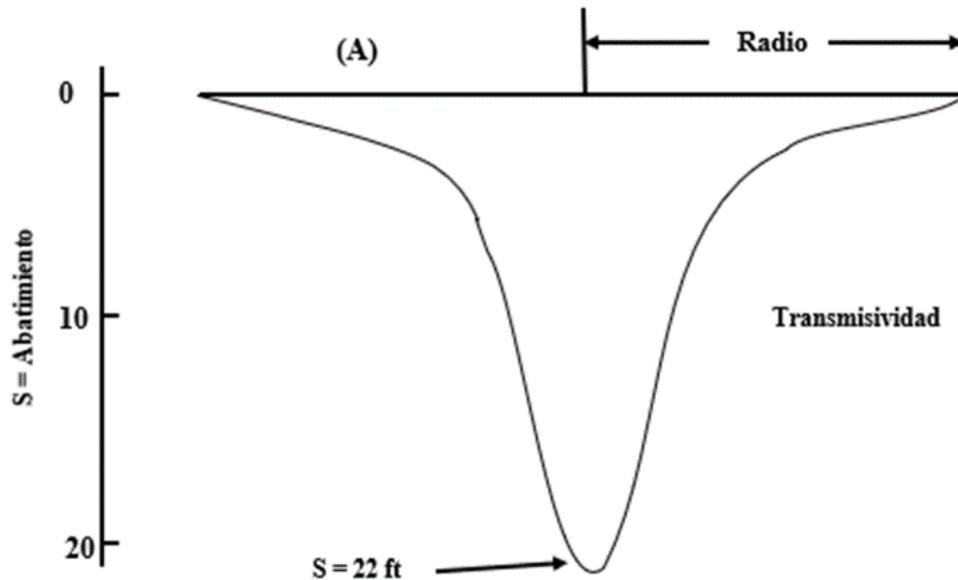
Imagen 6 Comportamiento y Trayectoria de un fluido hacia un pozo a cielo abierto



Fuente: Universidad politécnica de Cartagena Hidrología Subterránea Marisol Manzano manual técnico 2

El flujo converge hacia el pozo, pasando a través de superficies cilíndricas imaginarias que van siendo menores conforme se aproximan a aquel.

Imagen 7 Cono de Depresión o Cono de Deyección Geometría del flujo de agua en un pozo de bombeo



Fuente: Universidad politécnica de Cartagena Hidrología Subterránea Marisol Manzano

Propiedades hidráulicas de un pozo

1. Nivel Estático: El Nivel del Agua Subterránea en reposo (cuando el pozo no se bombea)
2. Caudal: Volumen de Agua Extraída en la Unidad de Tiempo
3. Nivel Dinámico: Nivel del Agua subterránea durante el bombeo del pozo
4. Abatimiento
5. Capacidad Específica

Unidades de Medida

NE = Nivel Estático (metros, pies)
Q = Caudal (Litros/Seg, Gal/min, M3/hora)
NB = Nivel Dinámico (Metros, pies)

Ab = Abatimiento (Metros, pies)
 CE = Capacidad Específica (Litros por Segundo por metro, GPM/m, M3PH/m)

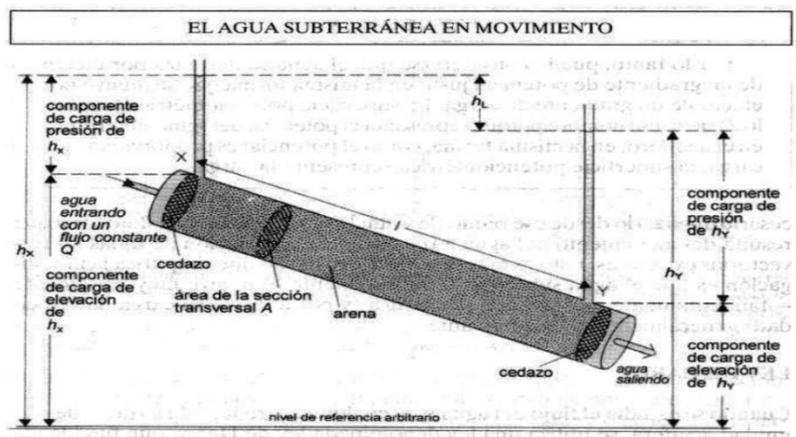
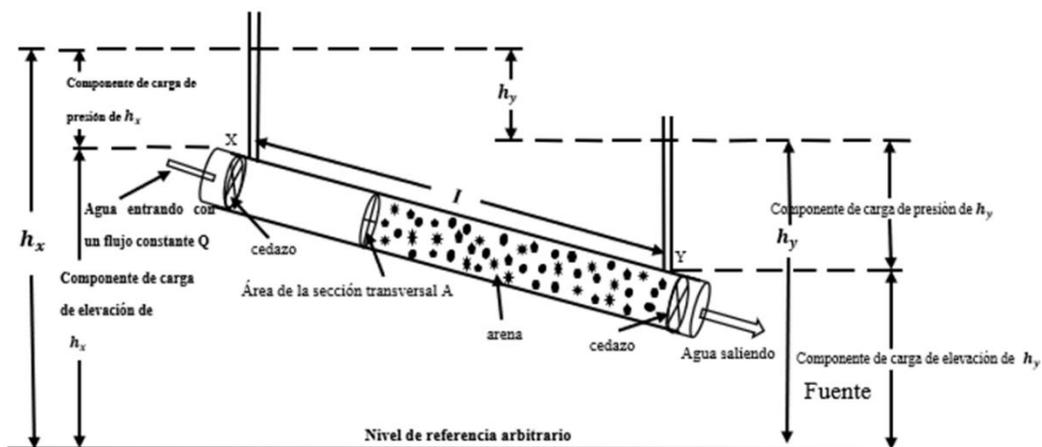
Ley de Darcy

El movimiento del agua en el interior de los materiales geológicos se mide con la Ley de Darcy:

“La velocidad de un fluido en un medio poroso depende del Coeficiente de Permeabilidad y del Gradiente Hidráulico

1. Ley de Darcy
2. T = Transmisividad
3. K = Conductividad Hidráulica
4. S = Coeficiente de Almacenamiento
5. R = Radio de influencia

Imagen 8 El agua subterránea en movimiento



Fuente: Perforación de Pozos Petroleros Facultad de Ingeniería UNAM

Transmisividad (T):

Es la cantidad de agua que transmite un acuífero a través de todo el espesor saturado, en una unidad de superficie por unidad de tiempo (t).

T= Transmisividad

S= Coeficiente de almacenamiento

R= Radio de Influencia

Depende de la permeabilidad.

$$T = k * (t)$$

Depende del Espesor del Acuífero (h).

$$T = k * h$$

Coeficiente de Almacenamiento (S)

Es la cantidad de agua que puede ser extraída del almacenamiento en un acuífero con un descenso unitario de la carga hidráulica y depende de la porosidad efectiva.

$$S = (p)$$

Ecuación de Theis (simplificada):

$$Ab = 15.8 * Q/T * \log (2.25 * T * t) / r^2 * S$$

Ab = Abatimiento (metros)

Q = Caudal (litros/segundo)

T = Transmisividad (m²/día)

t = tiempo de bombeo (días)

S = Coeficiente de Almacenamiento ... (m³/m³)

Radio de Influencia (R)

Es la distancia que alcanza el cono de depresión en el Acuífero, cuando se bombea un pozo durante un tiempo (t) determinado.

Depende de la Transmisividad y del coeficiente de almacenamiento

$$R = (f) (T) \text{ y } (S)$$

Aquifer material	Extreme Minimum	Likely Minimum	Likely Maximum	Extreme Maximum
Consolidated Sedimentary Rock				
Gravel	90	300	3000	3000
And Gravel Mixes	1	30	300	300
Barse Sand	50	70	300	300
Medium Sand	1	20	70	200
Sand	0.05	3	20	20
Gulf Coast Aquifer Systems (6603 values)	2	30	200	800
Terrace Deposit, Fort Worth, Texas (59 values)	0.01	1	100	300
Superficial Acuífer, central Florida (find sand and silt values)	0.01	0.1	30	50
Loess	0.0003	0.001	0.1	6
Solis (surface)	0.01	0.01	1	1
Carbonate Rocks				
Weathered Marine Clay	2.00E-07	2.00E-07	0.0006	0.0006
Of Limestone	0.3	10	1.000	6.000
Limestone, Dolomite	0.003	0.004	0.1	2
Saturated Sedimentary Rock				
Medium-Grained Sandstone	0.001	1	10	80
Grained Sandstone	0.0001	0.001	1	6
Sandstone	0.000001	0.00001	0.005	0.04
Sandstone	3.00E-09	1.00E-06	1.00E-05	3.00E-05
Metamorphic of Volcanic Rock				
Impermeable Basalt	0.1	1	100	6000
Basalt	0	0.03	0.1	0.1
Estructured Igneous and Metamorphic Rock	0.001	0.05	10	100
Fractured Igneous and Metamorphic Rock	0	1E-5	0.00006	0.00006
Weathered Granite	0.1	1	10	20
Weathered Gabbro	0.1	0.1	1	1

Tabla 2 Ranges of horizontal hydraulic conductivity of geologic material

Fuente Tabla 2: Drilling The manual of Methods, Applications, and Management Australian drilling Industry

CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA HORIZONTAL EN ACUIFEROS

PRODUCCION DE ACUIFEROS

Tabla 3 Hydrogeologic Characteristics of Typical Aquifers and Life Expectancy of Wells Penetrating Such Aquifers

	(1)	(2)		(3)			(4)		(5)
	Range of Transmissivity	Maximum Well Yield	Domestic	Irrigation	Municipal	Domestic	Irrigation	Municipal	Well Depth
1. Unconsolidated Alluvial	10,000-1,000,000	200-2,000	20-30	2-3	2-10	40-50	5-10	30-40	30-1,500
2. Semiconsolidated Sedimentary	1,000-100,000	100-1,000	20-30	3-5	3-12	40-50	5-12	30-50	100-1,500
3. Consolidated Sedimentary									
a. Sandstone	200-10,000	25-200	15-20	1-3	6-10	30-35	12-17	30-35	200-2,000
b. Carbonate	50-100,000	0-1,000	10-15	1-5	4-6	20-30	5-15	20-30	200-2,000
c. Shale	50-1,000	0-10	10-12	2-3	----	20-25	5-10	-----	2,000-30-300
4. Consolidated Crystalline									
a. Granitic Rock	50-1,000	0-25	20-30	10-30	15-30	50+	50+	50-100	50-200
b. Metamorphic Rock	40-1,000	0-25	20-30	10-30	15-30	50+	50+	50-100	50-200
c. Basaltic Rock	0-100,000	0-1,000	20-30	10-30	15-30	50+	50+	50-100	50-500

(1) Typical ranges of transmissivity, gpd/ft

(2) Typical ranges of maximum yield, gpm

(3) Useful life ranges without maintenance, yrs

(4) Useful life ranges with maintenance, yrs

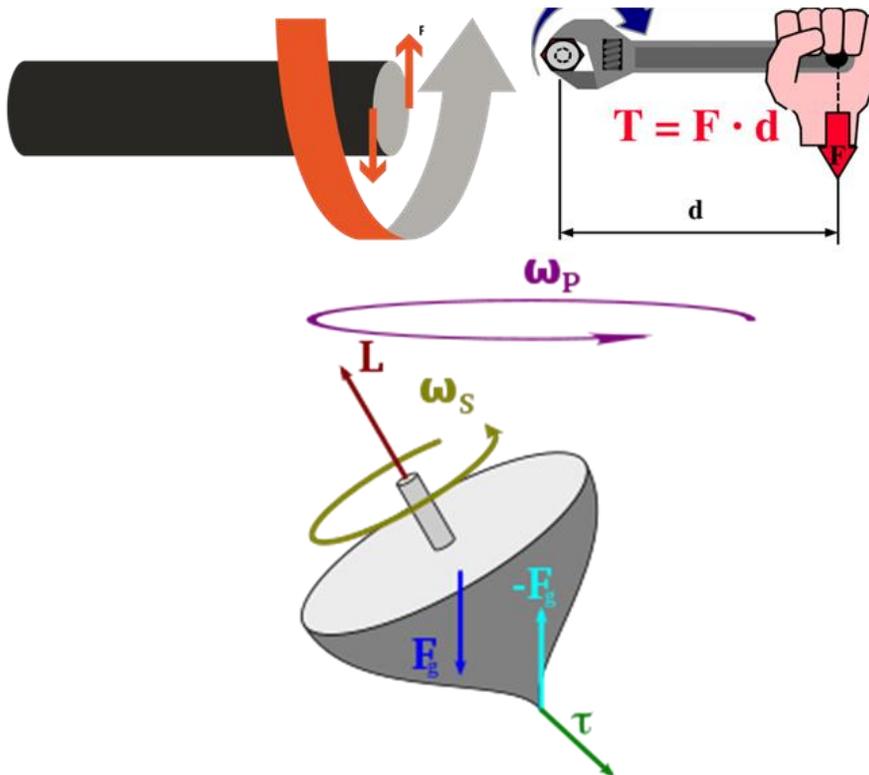
(5) Typical ranges of well Depth, ft

*Base don cross section of know industry circumstances. Includes typical ranges for both property and poorly designed Wells.

Fuente Tabla 3: Ground Water Monitoring and remediation quarterly journal of the national Ground water association (NGWA)

Presión de carga para perforación en toneladas / metro cuadrado

Imagen 9 Torque, Momento o Momento de fuerza



TORQUE, MOMENT OR MOMENT OF FORCE:

$$\vec{\tau} = \vec{r} \times \vec{F} = rF \sin \theta$$

τ - Magnitude of the torque.

r - Position vector

F - Magnitude of the force

θ - Angle between the force vector and the lever arm vector.

\times - sign is the cross product of two vectors

TORQUE (MOMENT):

TORQUE: The torque is a twisting force that follows up on an article that produces revolution of an item and is given by the cross result (product) of position vector and the force vector.

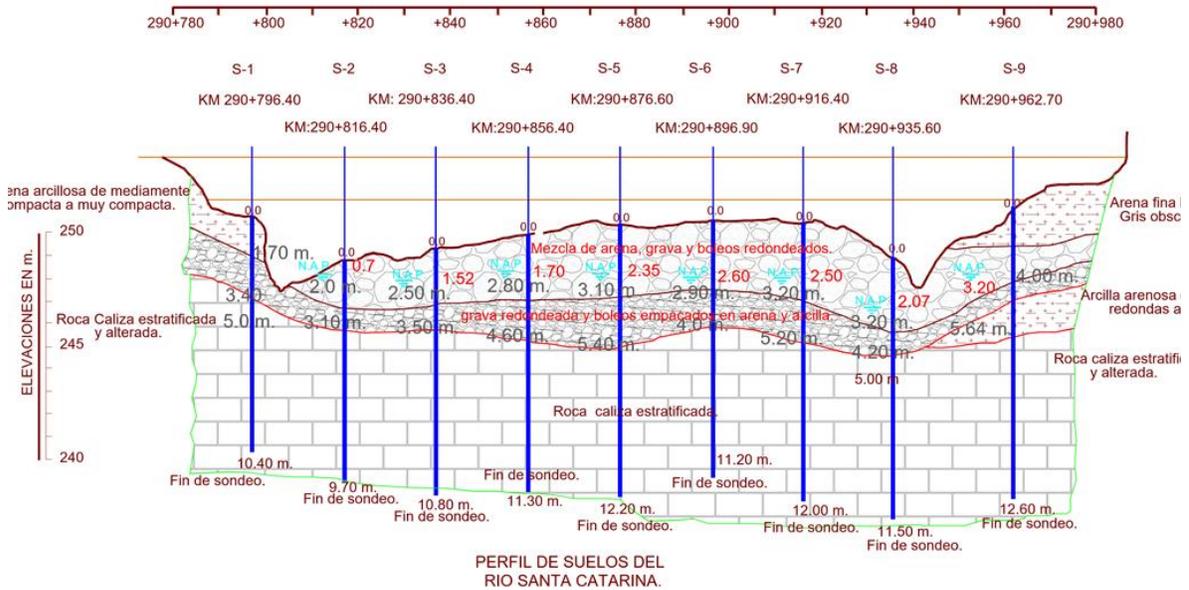
Fuente: Universidad politécnica de Cartagena sondeos y perforaciones 2 manual de ingeniería de la construcción

Imagen 10 Perfil de suelos de Santa Catarina, N.L.

Corte en psi x mt de profundidad

Brake torque unit

Psi x mt= btu
 Capacidad de la mesa giratoria
 Se requiere 150 psi x 28 mt= 4200 BTU



Fuente: Departamento de geofísica de la FIC de la UANL folleto técnico monitoreo del rio Santa Catarina

4. HIPÓTESIS

Evaluando el coeficiente de Transmisividad y la capacidad específica de los materiales que constituyen el acuífero superficial en medios granulares o en los rellenos de aluvión, se puede bombear aproximadamente 140 lps contra un abatimiento de 14 m y un radio de 86.0 m y lograr abatir frontalmente el nivel dinámico, de tal manera que dicho abatimiento se encuentre por debajo de la rasante o el nivel de carga de las columnas, para permitir las maniobras de el armado de acero y vaciado de concreto, apoyado con ademe de protección y lodos bentoníticos.

5. JUSTIFICACIÓN

Una de las áreas de trabajo que el ingeniero especialista en irrigación ha incurrido con éxito es la mecánica de suelos e hidrología subterránea, desde métodos de detección del agua en el suelo hasta métodos de perforación y últimamente en el área de ingeniería civil las obras Hidráulica.

En el lecho del río Santa Catarina existe un acuífero superficial libre montado sobre una plataforma aluvial, lo que genera un medio saturado e inestable, y dado al crecimiento y desarrollo urbano existe la necesidad de construir vialidades que estén ancladas en dicho lecho, por lo que se requiere construir en medios saturados las columnas de carga, que sean protegidas de la invasión del fluido agua a la estructura metálica, por lo que este trabajo tiene como justificación evaluar que de los métodos de anclaje en medios saturados (lodos bentónicos, ademe perdido, y abatimiento frontal) el bombeo es el más eficiente.

Actualmente en la agricultura el uso del recurso agua está cada vez más limitado por lo que día a día se buscan diferentes alternativas para obtener mejores rendimientos de los cultivos reduciendo el uso del agua en el riego, la automatización es una de las mejores alternativas

para el ahorro de este recurso ya que este riega en base a un cálculo de volumen de agua requerido en base a paros y arranques del sistema de riego cada determinado tiempo, con el uso de sensor de humedad en el sistema automatizado se puede reducir aún más la aplicación del agua en el cultivo ya que funciona a base del porcentaje de humedad que tiene el suelo, con un cultivo con acolchado agrícola debería bajar aún más el consumo de agua ya que con este se reduce la tasa de evaporación del suelo por lo que se retiene durante más tiempo la humedad.

6. OBJETIVO GENERAL

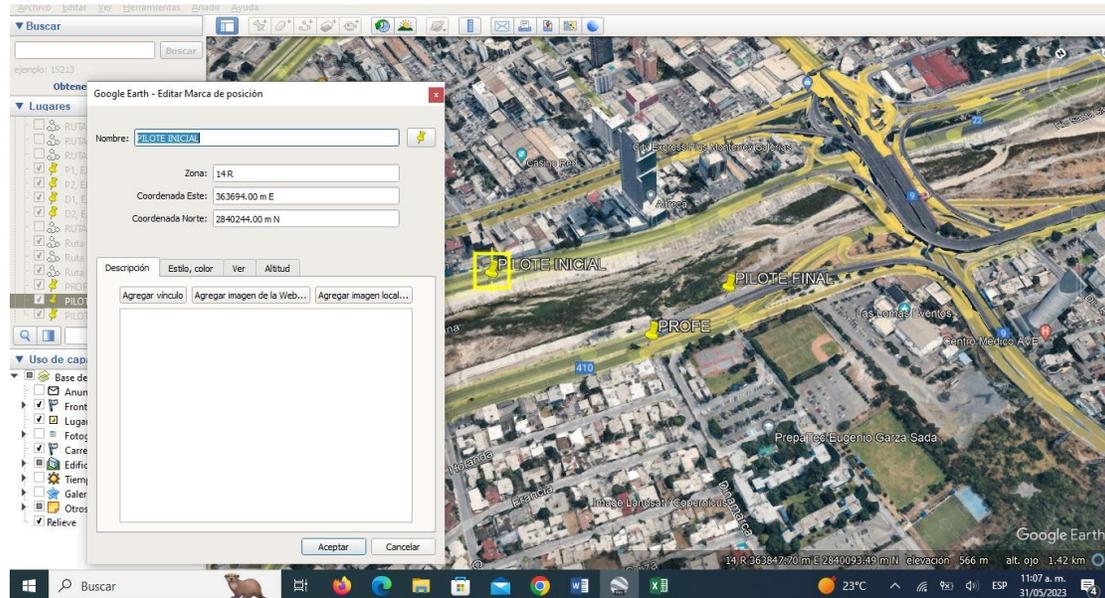
Realizar una evaluación y análisis del procedimiento de bombeo y abatimiento en medios no consolidados en el lecho del río Santa Catarina con el objetivo de construir 9 pilotes de carga para puente vehicular

7. MATERIALES Y MÉTODOS

7.1 Lugar y fecha de establecimiento

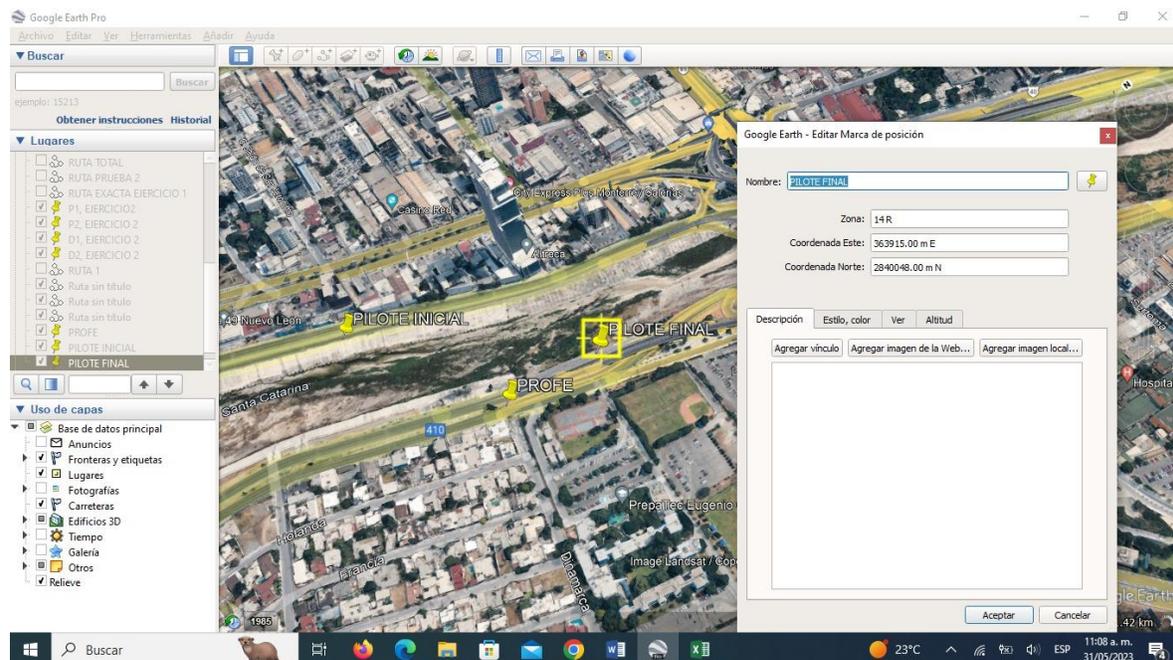
Este trabajo se realiza en conjunto del Departamento de Riego y Drenaje de la Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro y la facultad de ingeniería civil de la UANL en el seno del río Santa Catarina según se muestran las coordenadas: UTM 14R Pilotes Inicial 363694.00 m E, 2840244.00 m N 576 msnm

Imagen 11 Ubicación Rio Santa Catarina inicio de proyecto



Fuente: Edición personal con Herramienta Google Earth UTM WGS 84

Imagen 12 Ubicación de las instalaciones al final del proyecto



Fuente: Edición personal con Herramienta Google Earth UTM WGS 84

Pilotes Final 363915.00 m E, 2840048 m N 566 msnm

Tabla 4 Ubicación geográfica de los puntos evaluados

NUMERO DE PILOTE	LATITUD	LONGITUD	UTM COORDENADA ESTE	UTM COORDENADA NORTE	ALTIMETRIA MSNM
PILOTE 1	25.6743	-100.35784	363726.98	2840221.33	575.00
PILOTE 2	25.6727	-100.3576	363757.00	2840216.00	574.00
PILOTE 3	25.6727	-100.35784	363786.69	2840169.51	566.00
PILOTE 4	25.67248	-100.35713	363807.00	2840146.00	566.00
PILOTE 5	25.67226	-100.35689	363820.96	2840122.34	566.00
PILOTE 6	25.67122	-100.35636	363831.87	2840096.15	565.00
PILOTE 7	25.672153°	-100.356580°	363854.21	2840076.74	565.00
PILOTE ENTRADA	25.673655°	-100.358191°	363694.00	2840244.0	575.00
PILOTE SALIDA	25.671906°	-100.355970°	363915.00	2840048.00	565.00

Fuente. Elaboración propia

Imagen 13 Ubicación geográfica de pilotes evaluados



Fuente: Edición personal con Herramienta Google Earth UTM WGS 84

7.2 Materiales y equipos requeridos:

Perforadora tipo Pilotera Mechanic Soil

Conjunto de ademes de 7 pies 2.10 mts

2 bomba sumergible Grundfos 1100s400-1 de 40 hp

Columna de bombeo en 6 pulgadas fofo

Cable plano rectangular sumergible 3 x 4

Válvula check de 6 pulgadas

Medidor volumétrico de 6 pulgadas

Bomba centrifuga auto cebante Altamira FIX 15E

Generador de corriente de 50 KVA

Cable de cobre (calibre 14)

Cámara fotográfica

Cinta topográfica de 30m

Computadora con software especializado (AutoCAD, Civil3D, Excel, Google Earth, Sketch Up y Surfer)

Conjunto de pichanchas

Contactores trifásico 220 Volts

Controlador de nivel

Cronómetro

Estación total

GPS

Horómetros 120v

Manómetro 0 – 60PSI

Multímetro de gancho

Pegamento para PVC (Cemento)

Sonda TDR

7.3 Metodología

En esta investigación se llevó a cabo la metodología enfocada en la estrategia de perforación por dureza SOLINOV, la segunda en el análisis del abatimiento del nivel dinámico a base de bombeo para pilas de cimentación y del bombeo superior, así como el uso de ademe y lodo bentónico para que apoye la distribución homogénea del concreto en el vaciado y evitar la influencia del acuífero, tanto en las paredes del cuerpo estructural como a base de la presión hidrostática.

La logística de investigación es:

Mecánica de suelos esto genera a base de los materiales presentes una estrategia de perforación donde las variables son: dureza de corte PSI, tipo de material (consolidado, suave,), velocidad de perforación, ampliaciones programadas, uso de ademe, uso de lodos, uso de bombeo incidente vecinal o superior.

En cada punto de estudio se obtuvieron datos de campo para posteriormente ser evaluados.

7.3.1 Procedimiento de Construcción de Pila de Cimentación

Mecánica de Suelos

La primera etapa para el proceso de perforación de una pila de cimentación es realizar un estudio de mecánica de suelos, mediante la cual se obtienen las características físicas y las propiedades mecánicas del suelo.

El estudio de mecánica de suelos se realiza mediante la prueba de penetración estándar. Esta prueba se ejecuta en diferentes puntos, dentro de la zona en la cual se proyecta la construcción de la línea del metro. Los núcleos de material que se obtienen en la prueba de penetración estándar, son analizados en un laboratorio para determinar los materiales que se encuentran en la zona del estudio.

Imagen 14 Núcleos Resultado de perforación Exploratoria en mecánica de suelos



Fuente: Elaboración propia

Imagen 15 Típica descripción de los resultados de Mecánica de Suelos de un perfil para pilas

Clasificación	Prof(m)		
Grava triturada	0-0.25	Arcilla limosa café claro	8.00-9.00
Arena arcillo limosa café	0.25-1.00	Arcilla de baja plasticidad arenosa con grava aislada	9.00-10.00
Arena limosa café oscuro	1.00-1.50	Grava limosa café claro con arena	10.00-12.00
Arcilla de baja plasticidad oscuro con grava aislada	1.50-2.00	Grava arcillo limosa café con arena	12.00-15.00
Arcilla de baja plasticidad con nódulos de caliche	2.00-2.50	Grava bien gradudada con limo gris y arena	15.00-16.50
Grava arcillosa gris oscura	2.50-3.50	Grava limosa café con arena	16.50-18.00
Grava limosa café claro	3.50-4.00	Grava arcillo limosa café con arena	18.00-19.50
Arcilla limosa café claro del mismo material	4.00-6.00		
Grava arcillo limosa café	6.00-8.00		

Fuente: Departamento de hidrología subterránea UANL FIC

7.3.2 Estrategia de Perforación

La segunda etapa de la estrategia es el proceso de perforación que incluye la ampliación inicial (4" a 12"), colocado de ademe o lodo bentónico, extracción de detritos y ampliaciones.

Se inicia el proceso de perforación del suelo con la barra y herramienta adecuada, la cual puede variar dependiendo el tipo de material. Esta perforación inicial es crucial para establecer la trayectoria o línea guía y profundidad de la pila.

A medida que avanza el proceso de perforación se suele colocar un ademe (si es requerido) para evitar el colapso de las paredes del agujero perforado. De igual modo, se recomienda el uso de lodos de perforación si existe la presencia de un medio freático.

Durante el proceso de perforación el material (tierra, lodo, roca, etc.) es extraído y removido para mantener limpia el área de trabajo.

Posteriormente se realizan las ampliaciones hasta alcanzar el diámetro de diseño y se realizan mediciones para asegurar que la perforación cumple con las dimensiones del diseño.

Una vez alcanzada la profundidad requerida es importante asegurar que la base de la perforación esté completamente limpia y preparada para la siguiente etapa de la construcción de la pila.

Imagen 16 Perforadora Pilotera Mecanic Soil y ademe Perdido de anillo de concreto



Fuente: Toma Propia

7.4 Importancia de la Estrategia de Perforación

La finalidad de desarrollar una estrategia de perforación radica en optimizar el proceso de construcción del pilote de cimentación, garantizando la estabilidad del suelo para proseguir en el

proceso de construcción. Un desempeño idóneo en el proceso de perforación del suelo implica que su ejecución sea realizada en el menor tiempo posible, la ausencia de fenómenos que provocan derrumbes y la eficiencia energética de la maquinaria de perforación.

7.4.1 Habilitado de Acero

La siguiente etapa es el habilitado de acero para la pila de cimentación en donde se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

El acero es cortado, doblado y amarrado de acuerdo con las especificaciones del proyecto y siguiendo las normativas ACI 318: "Building Code Requirements for Structural Concrete" y las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para diseño y construcción de estructuras de concreto.

Cuando se realiza el armado de acero es necesario colocar refuerzo temporal necesario para conservar su forma antes de ser colocado en el barreno de perforación.

Con base en las especificaciones de carga, se realiza el habilitado de acero que posteriormente es colocado mediante una grúa.

El armado de acero presenta extremos libres de 1.30 metros que se apoyan en la lutita. La finalidad de tener varillas libres es que se deformen logrando un anclaje seguro y firme con el material consolidado.

Imagen 17 Armado de acero



Imagen 18 Tubería Tremie



Fuente: Elaboración Propia

Armado de Acero

Posteriormente al proceso de perforación, es necesario instalar el armado de acero. El habilitado del acero (corte y dobléz), es usualmente realizado con anterioridad. Por lo que, al finalizar la perforación, este es únicamente montado e instalado en su posición de diseño.

De acuerdo con Hernández (1989) existen puntos importantes a considerar al momento de realizar el armado de acero de una pila de cimentación:

Para traslapes

Debido a que la longitud comercial de las varillas de refuerzo es de 12 m, es necesario recurrir al traslape o empalme de las varillas para cumplir con la longitud efectiva de la pila de cimentación.

Para varillas menores e iguales a 1 pulgada de diámetro, es recomendable utilizar traslapes con longitud de 40 veces el diámetro de la varilla, siempre y cuando su longitud de traslape sea mayor a 30 cm (12 pulgadas).

Para varillas mayores o iguales a 1 ½ pulgadas no se recomienda el traslape, es necesario recurrir a la soldadura.

Cuando más del 50% de los traslapes coincidan en la sección transversal, se requiere aumentar la longitud de los traslapes en un 20%; y los estribos en esa zona deberán contar con el espaciamiento mínimo.

Para ganchos

Cuando dentro del espacio disponible no son factibles las longitudes de adherencia, se recurre a dobleces que forman ganchos, estos garantizan la adherencia del acero al concreto. Esta longitud de adherencia está en función del diámetro de la varilla.

Para el recubrimiento

El recubrimiento es el espesor existente entre la cara exterior de la pila y la cara exterior del armado de acero. La finalidad de este recubrimiento es proteger el armado de la intemperie y del ambiente, ya que existen agentes que pueden dañar la estructura de acero y por ende poner en riesgo la integridad de la estructura.

Se recomiendan recubrimientos de 3” (6 cm) para pilas expuestas en un medio ambiente inocuo y 4” (10 cm) para pilas expuestas a un medio ambiente agresivo.

Para el manejo y colocación

Cuando se realiza un armado en sitio para posteriormente colocarlo dentro de una perforación, es necesario colocar refuerzo adicional que permita su manejo sin que existan deformaciones, movimientos o desplazamiento del armado del acero.

La manera de armar el acero para su montaje depende de la longitud, peso y equipo de manejo. Cuando en el proceso de perforación se utiliza un ademe temporal es necesario monitorear el proceso de expulsión del ademe, para evitar el contacto con el armado y no dañar el recubrimiento

Vaciado de Concreto

La siguiente etapa es el vaciado del concreto en donde por medio de una tubería tremie se coloca el concreto en el fondo de la pila para llenar el pozo y expulsar el agua en dado caso de que exista la presencia del nivel freático.

Se verificó que el fondo de la perforación se encuentre libre de material (detritos) para continuar con el vaciado de concreto.

Durante el transporte del concreto se tomaron precauciones para mantener su homogeneidad y temperatura.

Para evitar la segregación del concreto durante el vaciado se utiliza el **TUBO TREMIE** el cual se extiende hasta el fondo de la pila. Se coloca un tapón deslizante (balón) para evitar la segregación del concreto durante el vaciado.

Con una tubería tremie se realizó el vaciado de concreto. El tubo se extiende hasta el fondo de la pila y se mantiene siempre sumergido en el concreto fresco durante el vaciado para evitar contacto con el agua y reducir el riesgo de contaminación.

El concreto fue vertido de manera continua para evitar juntas frías las cuales puedan poner en riesgo la capacidad de carga de la estructura.

Imagen 19 Vaciado por Tubería Tremie y Presencia de Agua frontal



Fuente Elaboración propia

Vaciado de Concreto

De acuerdo con Hernández (1989) existen aspectos importantes a tomar en cuenta para asegurar la calidad en la construcción de pilas.

El tamaño del agregado es clave para poder realizar un vaciado de concreto apropiado. Es necesario que el concreto pase libremente entre los espacios del acero de refuerzo para que logre ocupar todo el espacio del barreno, por lo que es necesario que el TMA no sea mayor a $\frac{2}{3}$ del tamaño de la abertura mínima entre el acero de refuerzo o el recubrimiento.

Para lograr un colado adecuado, es fundamental un revenimiento que asegure la dosificación adecuada de la mezcla de concreto. Es recomendable un revenimiento de entre 15 a 20 cm, sin tomar en cuenta los aditivos utilizados para el retardamiento del fraguado.

Para el caso de los aditivos es recomendable utilizar retardantes y fluidificantes para mejorar la trabajabilidad del concreto y asegurar un colado continuo que evite la formación de juntas frías.

Colado en Seco

Existen varios métodos para realizar el colado en seco con el objetivo de evitar la segregación.

Si el pozo se encuentra completamente libre de agua, el concreto se deposita mediante una herramienta llamada “bacha”, la cual permite la descarga del concreto desde la base del pozo.

Otro método es utilizar tuberías de conos, bombas de concreto o bien las llamadas “trompas de elefante”.

Colado Bajo Agua o Lodo

Cuando existe una pila en medios saturados o bajo lodos bentónicos es recomendable emplear varias tuberías estancas (tremie), en función de las dimensiones de la pila. La tubería tremie se integra por diversos segmentos de 3 m de longitud como máximo. Es importante que la tubería sea completamente lisa por dentro y por fuera, con la finalidad de facilitar el flujo continuo y uniforme

durante el colado, y evitar su estancamiento con el armado. En la parte superior de la tubería se coloca una tolva para recibir el concreto, de forma cónica y con una inclinación de entre 60 y 80 grados.

El proceso del colado con tubería tremie busca depositar la mezcla en el fondo de la perforación, manteniendo la tubería embebida en el concreto, para expulsar este mismo debido a la presencia de lodos o de agua. Este concreto se considera contaminado, ya que sus propiedades fueron alteradas por el contacto con el lodo o con el agua.

La significativa diferencia de densidades entre el concreto, el lodo y el agua, permiten que se lleve a cabo un proceso de desplazamiento que permite la expulsión de los elementos que contaminan el concreto.

De acuerdo con Hernández (1989) es importante considerar algunas pautas importantes para obtener resultados óptimos en el vaciado de concreto:

Revisar que la tubería tremie se encuentre en perfecto estado antes de introducirla dentro del pozo de perforación, asegurando el correcto ajuste de sus juntas para evitar la entrada de lodo o agua a la tubería en su interior, recomendando incluso utilizar cinta adhesiva quirúrgica o equivalente sobre las juntas de la tubería para evitar filtración al interior.

Una vez la tubería se encuentre dentro de la perforación y antes de comenzar con el proceso del colado, es necesario colocar en el extremo superior un tapón deslizante, el cual tiene como finalidad evitar la segregación del concreto al iniciar el vaciado.

Durante el inicio del colado, el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación, para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto, después y durante todo el colado la tubería debe estar embebida en el concreto fresco para evitar el contacto con el agua. Es necesario monitorear el registro de los niveles reales de concreto para elevar la tubería tremie y evitar la exposición al lodo.

La operación del vaciado del concreto se debe realizar de forma continua a fin de evitar, que, durante el tiempo de espera, el concreto inicie con su proceso de fraguado y surjan taponamientos o se produzcan juntas frías.

Pruebas de Integridad de Pilotes

Las pruebas de integridad de pilotes son utilizadas como control de calidad, ya que proporcionan información sobre las condiciones físicas, la continuidad y la calidad del pilote y nos otorgan información directa sobre las condiciones de los pilotes de carga. Es la última etapa del proceso constructivo de una pila de cimentación y es necesario para evaluar la calidad del producto final.

La importancia de los ensayos de integridad radica en que suministran información sobre la calidad de los productos construidos. Son significativos debido a que se puede determinar experimentalmente la calidad y la existencia de anomalías en los pilotes con rapidez.

Existen diversos ensayos que permiten definir la integridad del pilote, sin embargo, los dos tipos de ensayos más utilizados son:

El ensayo Pile Echo Tester (PET) o ensayo de integridad por eco, también llamado “sónico” o Pile Integrity Test (PIT), es un método “no destructivo” que se emplea de acuerdo con la normativa ASTM-D5882 (2000). Su metodología consiste en una serie de impactos repetitivos en la superficie del pilote por medio de un martillo liviano con punta de plástico/nylon. Es considerado como un ensayo rápido y económico; se encuentra entre los más utilizados en las obras de pilotaje en el mundo.

El ensayo Cross Hole Ultrasonic Monitor (CHUM) es otro tipo de ensayo no destructivo y se rige bajo la normativa ASTM D-6760-14 (2014). Este método implica la inserción de un emisor y un receptor de ultrasonido a lo largo de dos tubos paralelos instalados dentro del fuste del pilote. La lectura se toma en base al tiempo que tarda el ultrasonido en viajar de un tubo al otro. La cantidad de tubos requeridos para llevar a cabo la prueba depende del diámetro del pilote.

Análisis de Tarjetas de Costos de Perforación

El costo de perforación está en función de la dureza del material, es decir, el desgaste de la herramienta y el gasto energético de la maquinaria. Como se mencionó anteriormente, es importante considerar las condiciones del suelo para la selección adecuada de la herramienta de perforación, ya que cada una de ellas tiene una funcionalidad específica.

El gasto energético está condicionado por el equipo empleado en el proceso de perforación, la profundidad y la dureza del material. La profundidad de perforación implica un mayor consumo energético, a medida que esta aumenta, el gasto energético también se incrementa. Asimismo, la dureza del material influye en el consumo energético, ya que, a mayor dureza, mayor es el consumo de energía requerido.

Para cuantificar el costo energético de maquinaria se emplean fórmulas matemáticas que ayudan a determinar dicho costo a fin de clasificar en el catálogo de conceptos los insumos necesarios para la ejecución del trabajo.

Es importante mencionar que la correcta selección de los insumos necesarios para la ejecución de un trabajo es fundamental para obtener un precio adecuado. La construcción de cimentaciones profundas es una variable compleja que depende de las características de los estratos del subsuelo.

8. RESULTADOS

Todas las pruebas de mecánica de suelos fueron ejecutadas en tiempo y llevadas a laboratorio para su adecuada evaluación, no existió la premura o el factor tiempo como variable que influyera en la calidad de la construcción de las pilas.

Como se puede observar en el resultado de mecánica de suelos solo tenemos en base a su dureza material I, II, y III que rompen a 50, 100 y 150 psi.

Como podemos observar en el estudio de mecánica de suelos los materiales más representativos presentes en esta área de trabajo son.

En base a estos factores, PEMEX (2000) clasifica a los materiales de la manera siguiente:

Material A (Tipo I)

Suelos blandos cementados.

Un material blando o muy blando es considerado 100% material A, cuando los resultados de la prueba de compresión simple o de penetración estándar es menor igual a 245 KPa (2.5 ton/m²), y cuando su contenido de agua es mayor igual al límite líquido correspondiente

Suelos granulares no cementados

Se considera que un material granular no cementado es 100% material A, cuando todas las partículas pasan por la malla 100 (7.5 cm).

Potencia mínima del equipo de atraque

Es material A, cuando se utiliza una potencia de 90 a 100 caballos de fuerza para extraer la mayor cantidad de volumen.

Material B (Tipo II)

Suelos cementados

Se considera material B cuando los resultados de la prueba de compresión simple es mayor igual a 392 KPa (40 ton/m²) y el contenido de agua es menor igual al límite de contracción volumétrica.

Suelos granulares no cementados

Es material B cuando el material granular no cementado está compuesto de piedras con dimensiones de entre 7.5 y 75 cm.

Potencia mínima del equipo de atraque

Es material B cuando todo el volumen requiera el uso de un arado (6 Ton), manipulado por un tractor de orugas de 140 a 160 caballos de potencia, para desprender el material. Por otro lado, para evitar el uso de explosivos, es posible utilizar un tractor de orugas con cuchilla de 140 a 160 caballos de potencia, o una excavadora con capacidad mínima de un metro cúbico.

Material C (Tipo III)

Es material C cuando una muestra inalterada presenta una compresión simple igual o mayor a 109.76 KPa (1.120 Kg/cm²), un espaciamiento entre las grietas igual o mayor a 100 cm y un RQD mayor a 75%.

Cuando se requiera del empleo de explosivos de detonación rápida para excavar, se considera como material C.

Si las dimensiones de las piedras son mayores a 75 cm es material C

Imagen 20 Obtención de los núcleos de observación



Fuente elaboración propia

Imagen 21 Muestra del material resultante de la prueba de mecánica de suelos

Clasificación	Prof (m)	Tipo Material
Concreto	0.00-0.15	I
Grava limosa gris oscuro boleos	0.15-1.10	
Arena arcillo limosa gris oscuro con grava	1.10-2.00	
Grava arcillo limosa gris oscuro con arena	2.00-3.00	
Grava limosa gris con arena	3.00-4.50	
Grava mal graduada	4.50-6.00	
Grava bien graduada con arena	6.00-7.80	
Grava cementada con boleos aislado	7.80-10.60	II
Grava cementada con boleo	10.60-15.00	
Grava cementada con boleo aislado	15.00-18.30	
Lutita café claro	18.30-20.00	III

Fuente: FIC UANL Monitoreo de pruebas para pilas de carga y sostén Dr. Fernando Augusto Villarreal

Imagen 22 Clasificación del material bajo norma de dureza

Clasificación de las rocas según su dureza

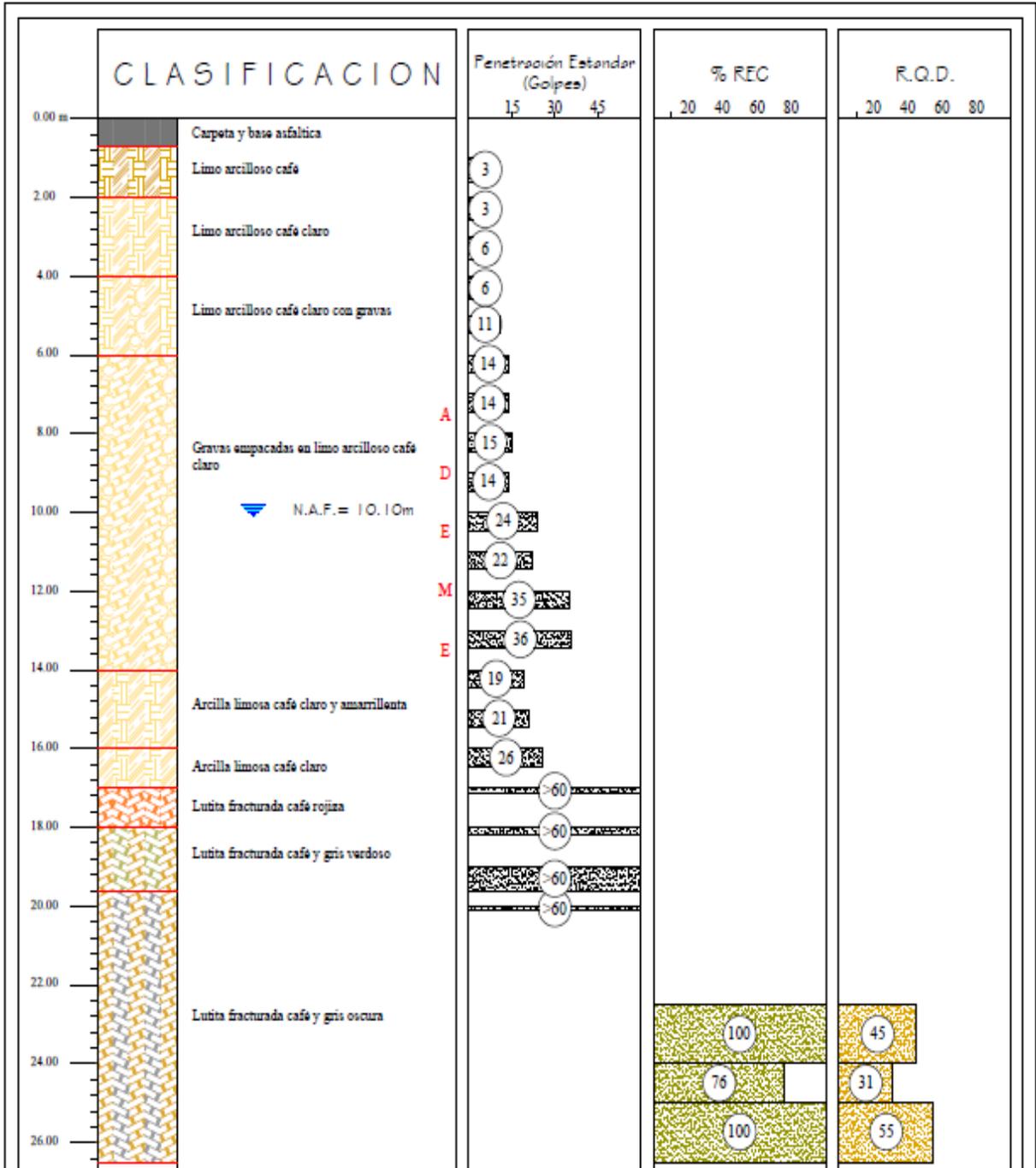
Categorías de las rocas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
DUREZA Mpa	Menor de 1.0 (10.2 Kgs/Cm2)	1.0 – 2.5	2.5-5.0	5.0 – 10.00	10.00 -15.00	15.00 -20.00	20.00 – 30.00	30.00 – 40.00	40.00 -50.00	50.00 – 60.00	60.00 -70.00	Mayor de 70.00 (7133 Kgs/Cm2)

Perforación de pozos de petróleo y de gas natural. E. M. SOLOVIOV Editorial Moscú

Mpa = MEGA PASCALES = 10^6 Pascales = 10.2 Kgs/cm²
 1 MCA = 9806.65 Pascales
 MPA = 101.97 MCA = 145 Psi =
 La categoría Número 1 rompe a 145.00 psi
 La categoría número 12 rompe a 10.150 psi – 7133 kgs/Cm²

Fuente: Ground Water Monitoring and remediation quarterly journal of the national Ground water association (NGWA)

Imagen 23 Escala de SOLOVIOV de Dureza para perforación



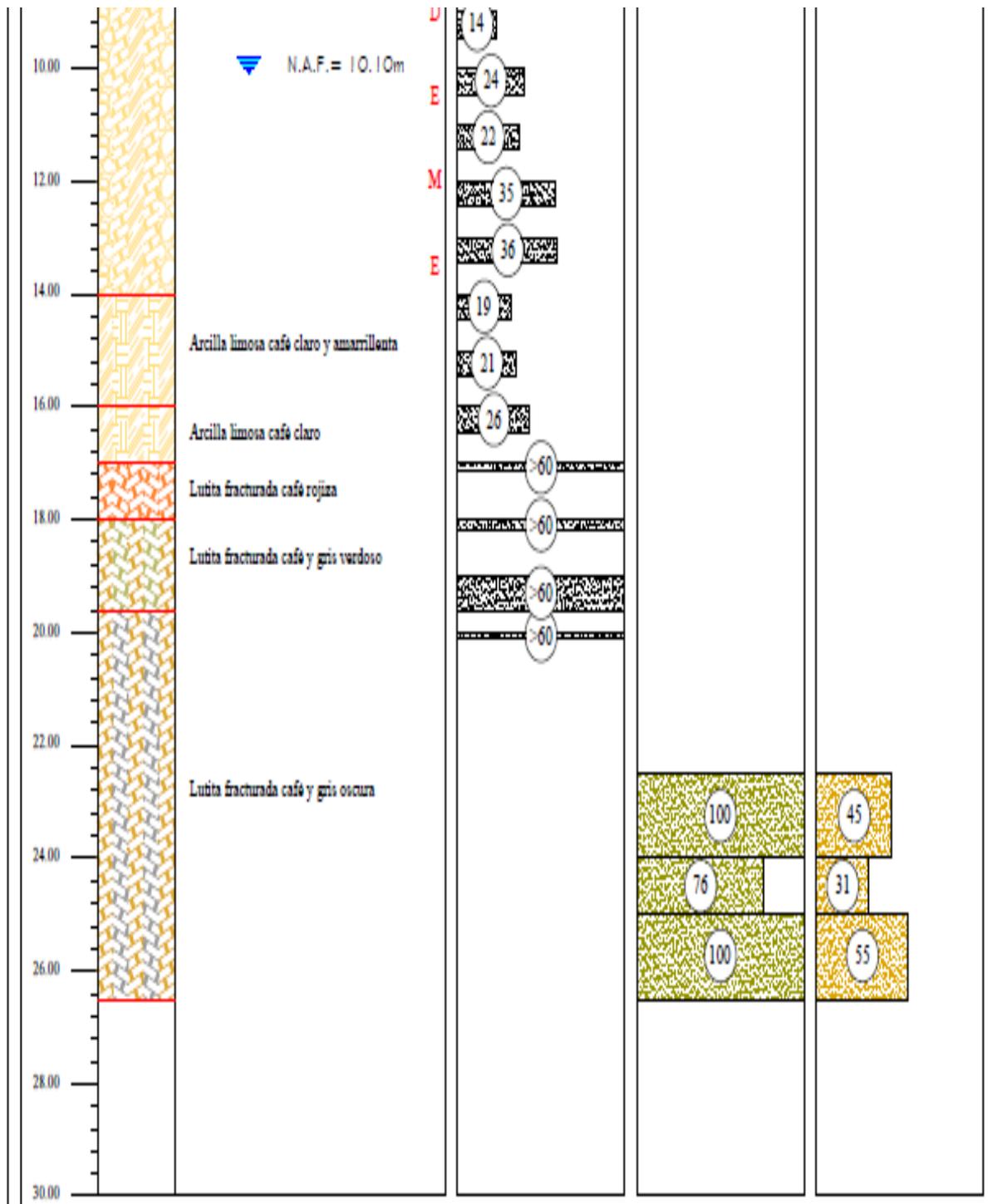
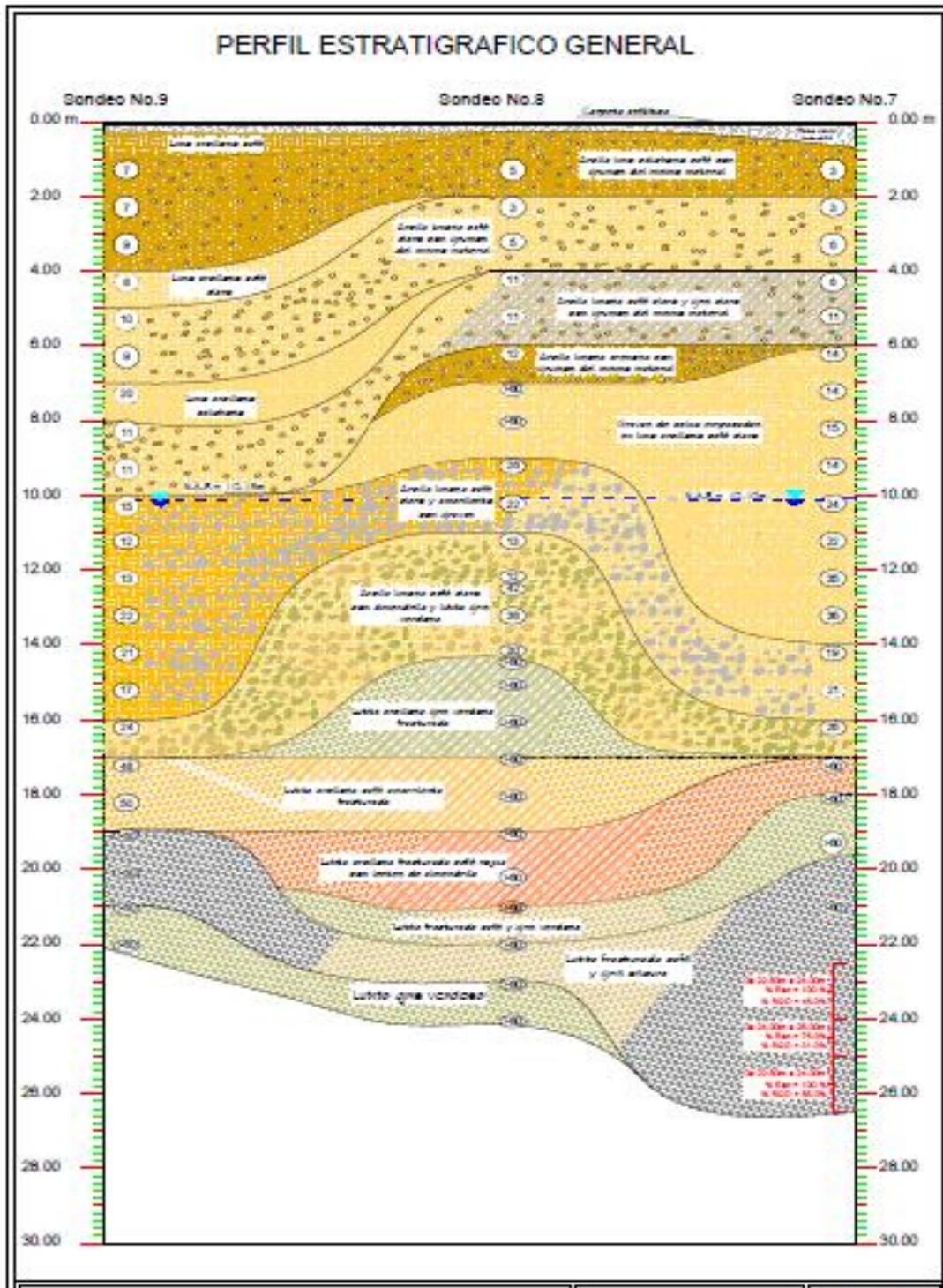


Imagen 24 Muestra el resultado de la mecánica de suelos en el perfil más representativo donde a los 10 mts se encuentra el frente del acuífero superficial, montado en una capa impermeable de lutita con 55 golpes de penetración y dureza de 150 psi.



Fuente: Laboratorio de mecánica de suelos

Perfil Estratigráfico general del muestreo de pilotes 7, 8, 9 del cauce del río

Como Podemos observar en las gráficas y en las imágenes los materiales presentes están como aluviones de acarreo en los estratos superiores y conforman un perfil Inestable y a los 10 metros aparece la presencia de un acuífero superficial libre, montado en una capa impermeable de lutita de la formación Méndez lutita café gris oscura y rompe a 150 psi.

En base a este estudio se puede clasificar la obra de pila de sostén y carga de columna, como una obra hidráulica. Por lo que la estrategia de perforación debe incluir un producto que evite la influencia del acuífero hacia la columna de concreto en el momento del vaciado.

La estrategia de perforación debe incluir las ampliaciones graduales 4 a 12 pulgadas, 12 a 24 pulgadas, 24 a 48 pulgadas y debe incluir el uso de ademes o anillos de concreto a fondo perdido.

Imagen 25 Ademado a fondo perdido antes y después protección de derrumbe



Fuente: Elaboración propia

Imagen 26 Ademe con capacidad de extracción y recuperación de acero anillos de concreto y asbesto cemento a fondo perdido



Fuente: Elaboración propia

El ademe es un método de apoyo cuando es demasiada la influencia del acuífero y los lodos no son suficientes, esto pasa en los acuíferos detríticos en arcillas y gravas, entonces se requiere utilizar lodos y ademes, en ocasiones hasta ademes perdidos.

En el caso de nuestro trabajo, se utilizan los lodos y el ademe va a ser extraído cuando ya casi se termina de vaciar la pila.

La máquina pilotera extrae el ademe con cuidado provocando que el concreto actúe sobre la formación como presión hidrostática y solo rellena la parte superior del faltante de concreto al hacer este movimiento, es por eso por lo que se requiere la evaluación de la integridad del vaciado que no contenga detritos de la perforación y no exista oquedades en el vaciado.

Imagen 27 Perforación con pilotera.



Fuente: Elaboración propia

La perforadora es una Mecanic Soil hidráulica con motor de 400 hp

Con capacidad de 450 psi de corte y 4500 BTU y una profundidad de 32 mts

El corte tiene unidades de psi por ejemplo el material III 150 psi y el torque tiene unidades de BTU profundidad en mts multiplicado por psi del corte

por ejemplo, material III a 20 mts torque = 20 mts x 150 psi = 3000 BTU

Los lodos bentónicos se usan para enjarrar la formación y evitar la influencia del acuífero superficial, dándole rigidez al cuerpo superior.

3.- Al inyectar el concreto con la tubería TREMING el concreto desplaza el lodo y la bentonita queda impregnada en el muro evitando el flujo de agua hacia la perforación, para esto debe de existir un apoyo en bombeo de extracción ya que se forma un perfil de agua en la parte superior.

Calibración del sensor de humedad y Control del nivel de bombeo

Los sensores de humedad en el pozo están calibrados para que el equipo genere un abatimiento frontal total un metro antes de terminar el pozo para este ejemplo se requieren 27 m.

Tabla 5 Consideraciones estadísticas de los pilotes

NÚMERO DE PILOTE	DIÀMETRO	PROFUNDIDAD AD	UTM COORDE- NADA ESTE	UTM COORDENADA NORTE	NIVEL ESTÁTICO MSNM
PILOTE 1	1.80 MTS	28.00	363726.98	2840221.33	565.00
PILOTE 2	1.80 MTS	29.40	363757.00	2840216.00	564.00
PILOTE 3	1.80 MTS	31.10	363786.69	2840169.51	556.00
PILOTE 4	2.00	32.00	363807.00	2840146.00	556.00
PILOTE 5	2.00	31.00	363820.96	2840122.34	556.00
PILOTE 6	2.00	29.00	363831.87	2840096.15	555.00
PILOTE 7	2.00	29.00	363854.21	2840076.74	555.00
PILOTE ENTRADA	2.00	39.00	363694.00	2840244.0	565.00
PILOTE SALIDA	2.00	27.40	363915.00	2840048.00	55 5.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6 Presión de corte de la perforadora Pilotera en Newtons.

NÚMERO	CONCEPTO	UNIDAD	Velocidad de avance (mts/hora)
1	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO I DE 0 A 10 MTS	MTS	2.15
2	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO II DE 0 A 10 MTS	MTS	2.36
3	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO III DE 0 A 10 MTS	MTS	2.67
4	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO I DE 10 A 20 MTS	MTS	2.45
5	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO II DE 10 A 20 MTS	MTS	2.67
6	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO III DE 10 A 20 MTS	MTS	3
7	AMPLIACION DE 48" A 80" MATERIAL TIPO I DE 20 A 28.0MTS	MTS	2.67

Fuente: Elaboración propia

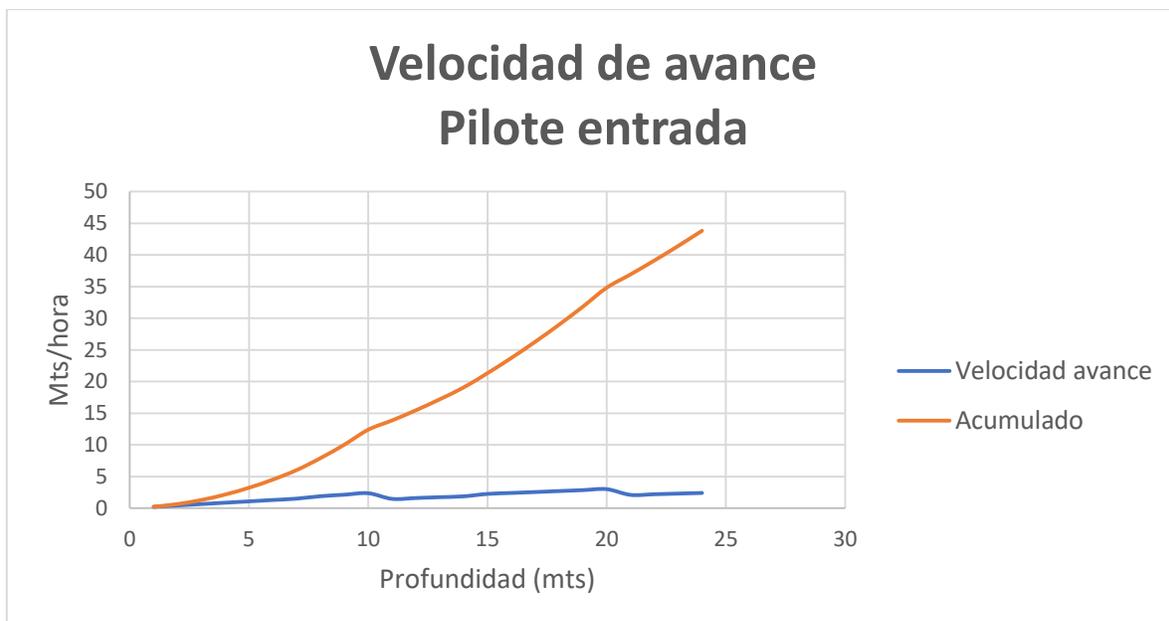
MATERIALES		
Pilote entrada	Inicio (m)	Fin (m)
Material I	0	7
Material II	7	14.6
Material III	14.6	28

Fuente: Elaboración propia

VELOCIDAD DE AVANCE				
Prof (m)	PSI	Factor de avance	Mts/hora	ACUM.
1	50	0.215	0.215	0.215
2	100	0.215	0.43	0.645
3	150	0.215	0.645	1.29
4	200	0.215	0.86	2.15
5	250	0.215	1.075	3.225
6	300	0.215	1.29	4.515
7	350	0.215	1.505	6.02
8	400	0.236	1.888	7.908
9	900	0.236	2.124	10.032
10	1000	0.236	2.36	12.392
11	1100	0.134	1.4685	13.8605
12	1200	0.134	1.602	15.4625
13	1300	0.134	1.7355	17.198
14	1400	0.134	1.869	19.067
15	1500	0.150	2.25	21.317
16	1600	0.150	2.4	23.717
17	1700	0.150	2.55	26.267
18	1800	0.150	2.7	28.967
19	1900	0.150	2.85	31.817

VELOCIDAD DE AVANCE				
20	2000	0.150	3	34.817
21	2100	0.100	2.1	36.917
22	2200	0.100	2.2	39.117
23	2300	0.100	2.3	41.417
24	2400	0.100	2.4	43.817

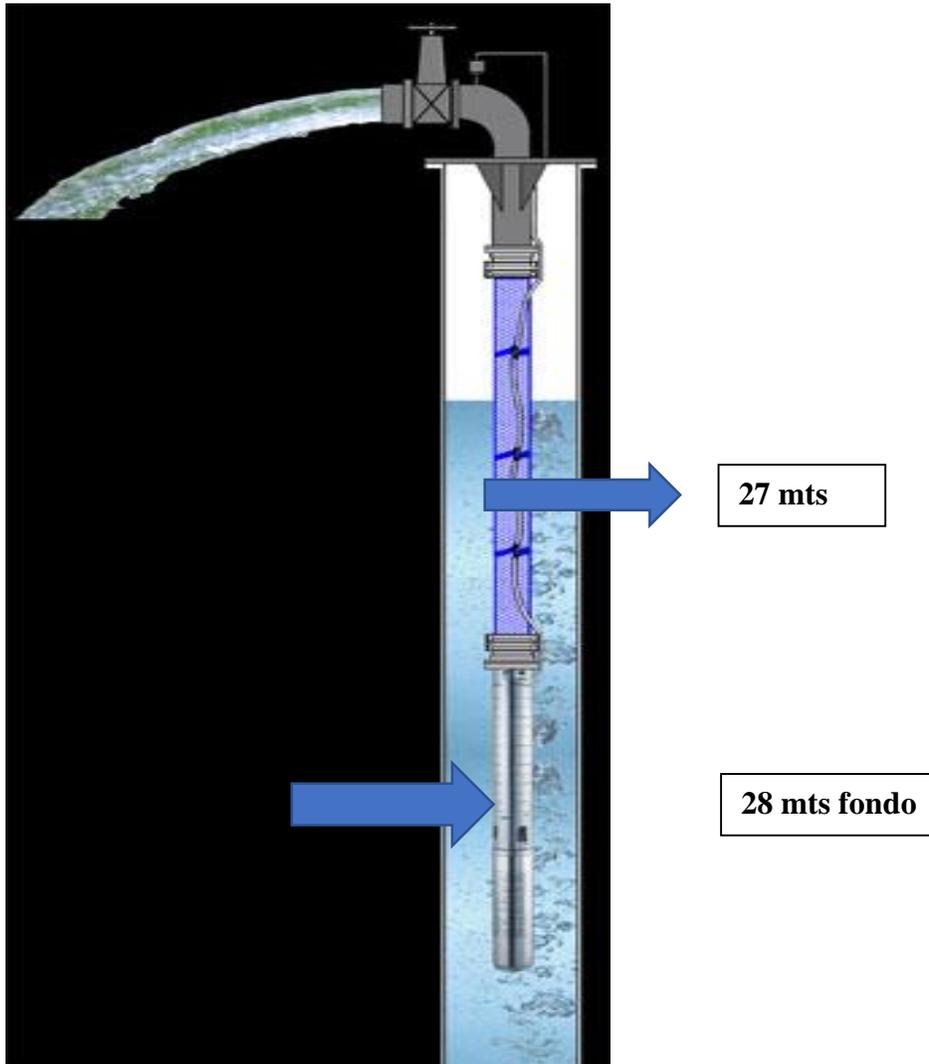
Tabla 7 Relación de avance de perforación con ampliaciones incluidas por cada pozo



Fuente: Elaboración propia

Se espera que en cada una de las perforaciones a evaluar se obtenga un abatimiento total del nivel del frente de agua que permita el vaciado de concreto y armado de acero.

Imagen 28 Abatimiento



Fuente: Elaboración propia

Imagen 29 Control de nivel a base de bulbos sensores y bombas sumergibles



Imagen 30 Nivel dinámico de control bulbo de bronce y nivel estático azul



Fuente: Elaboración propia



TECHNICAL DATA

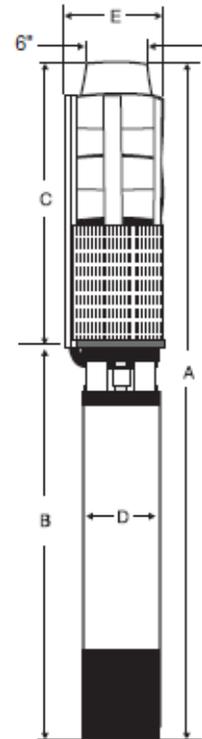
1100 GPM

MODEL 1100S

DIMENSIONS AND WEIGHTS

MODEL NO.	FIG.	HP	MOTOR SIZE	DISCH. SIZE	DIMENSIONS IN INCHES					APPROX. SHIP WT.
					A	B	C	D	E	
1100S300-1A	A	30	6"	6" NPT	66.8	35.7	31.1	5.4	9.7	252
1100S400-1*	A	40	6"	6" NPT	68.3	37.2	31.1	5.4	9.7	276
1100S600-2AA*	A	60	6"	6" NPT	79.9	41.8	38.1	5.4	9.7	459
1100S750-2A	A	75	8"	6" NPT	85.5	47.4	38.1	7.6	9.7	558
1100S1000-2	A	100	8"	6" NPT	93.8	55.7	38.1	7.6	9.7	558
1100S1000-3AA	A	100	8"	6" NPT	100.8	55.7	45.1	7.6	9.7	657
1100S1250-3A	A	125	8"	6" NPT	102.1	57.0	45.1	7.7	9.7	836
1100S1250-3	A	125	8"	6" NPT	102.1	57.0	45.1	7.7	9.7	836
1100S1500-4AA	A	150	8"	6" NPT	129.8	77.8	52.0	7.7	9.7	1007
1100S1500-4A	A	150	8"	6" NPT	129.8	77.8	52.0	7.7	9.7	1007
1100S1750-4	A	175	8"	6" NPT	137.8	85.8	52.0	7.7	9.7	1007
1100S1750-5AA*	A	175	8"	6" NPT	144.7	85.8	58.9	7.7	9.7	1089
1100S1750-5A**	A	175	8"	6" NPT	144.7	85.8	58.9	7.7	9.7	1089
1100S2000-5**	A	200	8"	6" NPT	153.7	94.8	58.9	7.7	9.7	1197
1100S2500-6AA*	A	250	10"	6" NPT	145.2	79.5	65.7	9.1	10.9	1263
1100S2500-6A*	A	250	10"	6" NPT	145.2	79.5	65.7	9.1	10.9	1263
1100S2500-6*	A	250	10"	6" NPT	145.2	79.5	65.7	9.1	10.9	1263

NOTES: All models suitable for use in 10" wells, unless equipped with 10" motor.
 Weights include pump end with motor in lbs.
 * Alternate motor sizes available.
 ** Designed to fit Hitachi® Motors.



PERFORMANCE CURVES

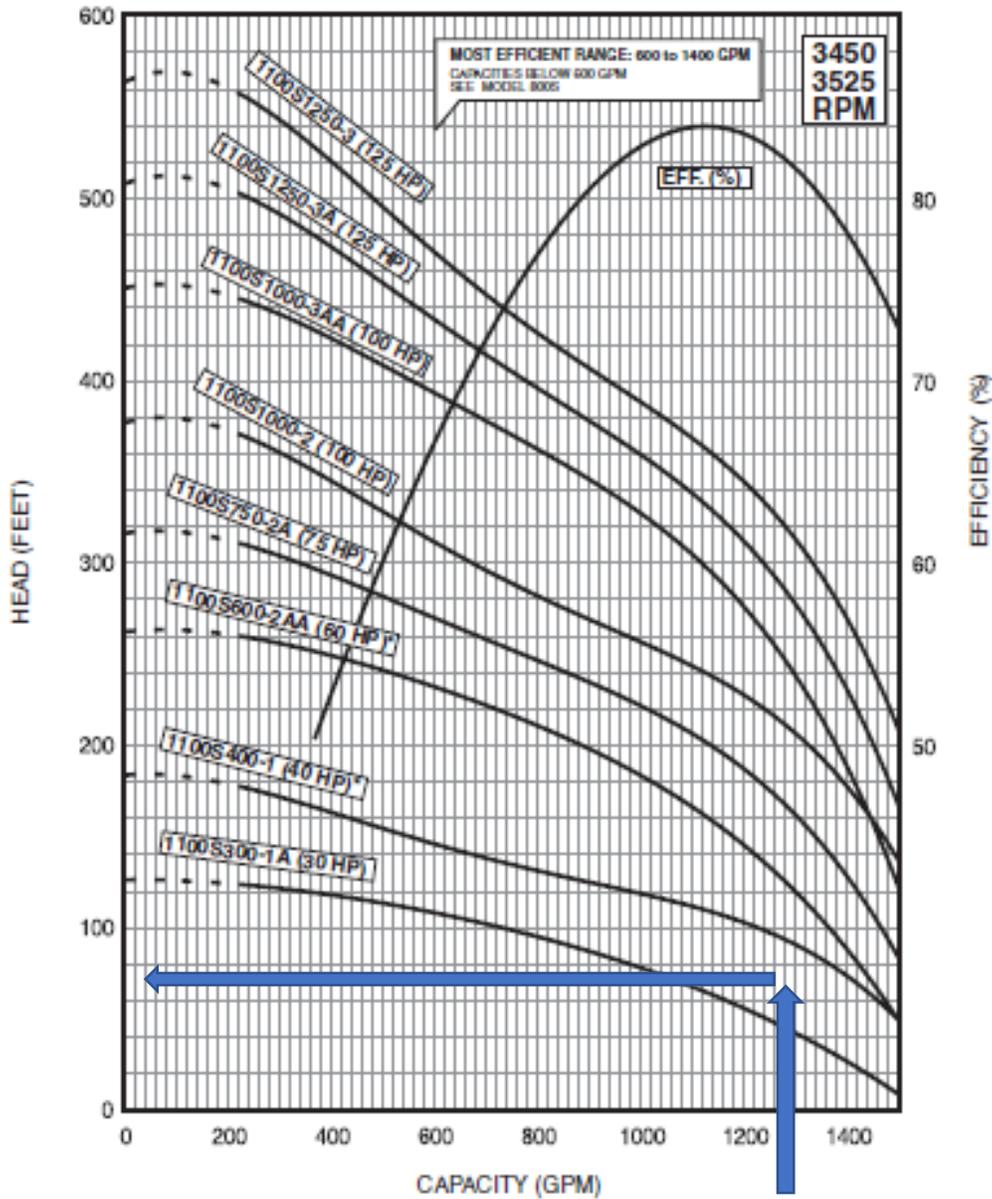
1100 GPM

MODEL 1100S

FLOW RANGE: 220 -1400 GPM

OUTLET SIZE: 6 " NPT

NOMINAL DIA. 10"



Como se observa en este modelo de bomba genera 1200 GPM (Galones americanos por minuto) = 75.70 lps a una carga de 100 pies (30.48 m).

Se requieren 2 para provocar un abatimiento gradual en gravas y arenas de 7.95 lps/m

Amperaje individual por bomba.

$H_p = \text{Voltaje} \times \text{Amperaje} \times \text{factor de servicio} \times \text{la raíz de la fase} / 746$

$$A = \frac{H_p \times 746}{\text{voltaje} \times \text{fs} \times \text{Raíz de fase}}$$

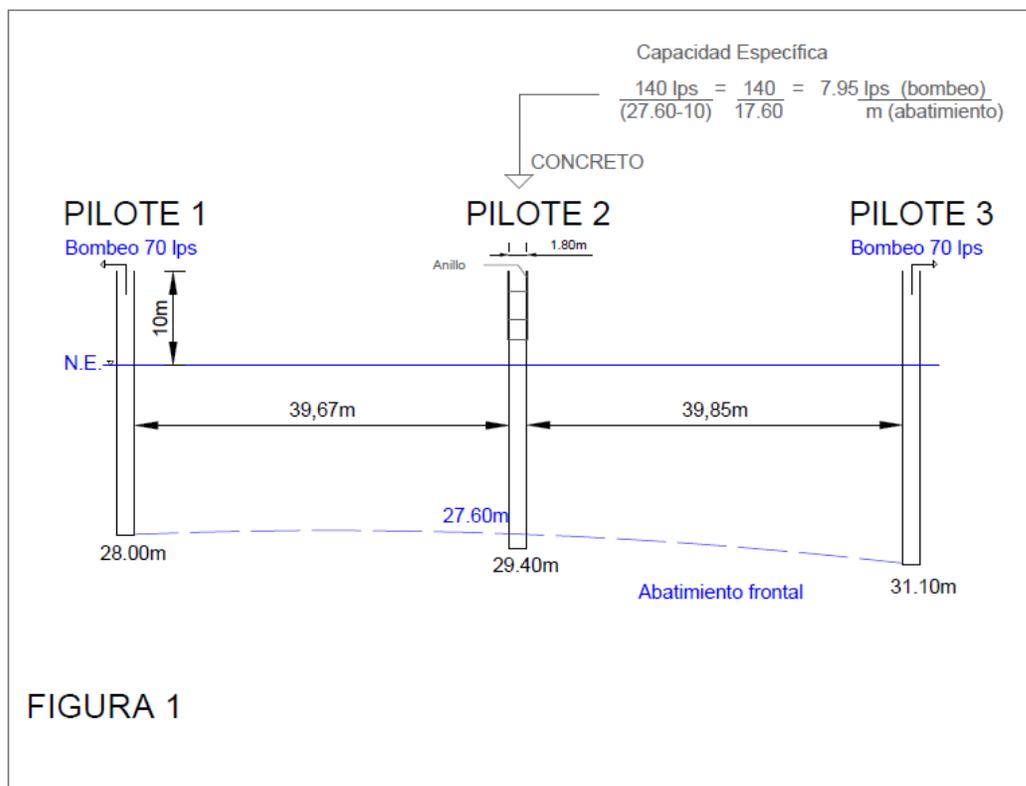
$$A = \frac{40 \times 746}{440 \times 1.2 \times 3} \times 0.5 = 32.69 \text{ amps}$$

Se usaron 2 bombas de 40 hp trifásico 440 volts de 30 kW

Un generador de corriente alterna de 200 KW

Tiempo medido por horómetro al final del experimento por cada bomba 2.5 horas es la duración del abatimiento.

Imagen 32 Comportamiento del abatimiento frontal por causa del bombeo



Como se puede observar en esta figura el bombeo incidente de los dos pozos vecinos genera un abatimiento frontal desde los 10 metros hasta los 31 metros con una capacidad específica de 7.95 litros por segundo por cada metro de abatimiento.

Esto provoca que se pueda vaciar el concreto y apoyado de lodos bentónicos, el concreto con fluidos impermeables y catalizadores de secado se logre un vaciado con mínima influencia en el proceso.

8 RESULTADOS

El estudio consistió en efectuar tres sondeos con máquina perforadora del tipo rotaria a 26.5m en el Sondeo No. 7, 24.0m el Sondeo No.8 y 22.0m sondeo N ° 9 de profundidad, en los cuales se perforó con barrenos espirales y brocas tricónicas y el muestreo se efectuó con barril doble giratorio equipado con broca de diamante en el estrato de roca de acuerdo a la norma ASTM.D 2113-98 definiendo el Porcentaje de Recuperación y el Índice de Calidad de la roca y en suelos el muestreo se efectuó en forma alterada con

tubo partido de acuerdo con la norma ASTM D 1586-98, la cual consiste en hincar a base de golpes un cucharón muestreador de 60.0 cm de largo, 5.08 cm de diámetro exterior y 3.49 cm de diámetro interior mediante la energía proporcionada por una masa de 64.0 kg de peso, que es dejada caer libremente de una altura de 75.0 cm. El número de golpes necesarios para que la cuchara penetre los 30.0 cm intermedios nos dan idea de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

La localización de los sondeos se encuentra en la figura número 1

8.1 Trabajo de laboratorio.

Las muestras recuperadas se clasificaron en forma visual y al tacto en húmedo y seco de acuerdo a los lineamientos que marca el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Para complementar esta clasificación se efectuaron las siguientes determinaciones:

- ❖ Contenido natural de agua
- ❖ Límite líquido
- ❖ Límite plástico
- ❖ Porcentaje de partículas menores de 0.074 mm

Cuyos resultados se presentan en las Fig. N° 8 a 10.

8.2Estratigrafía

La estratigrafía del sitio está constituida por depósitos de arcilla, limo y gravas, en donde predomina el carbonato de calcio y bajo los cuales se detectó la roca arcillosa sedimentaria clasificada como lutita, los cuales se describen a continuación: En la parte superficial se tiene la carpeta asfáltica de 0.06 a 0.08m de espesor, bajo esta carpeta se tiene una base de caliza triturada de 0.15 a 0.60m de espesor. Bajo estos materiales se tiene un limo arcilloso café con grumos de caliche aislados de 0.70 a 1.70m de espesor que

resiste de 3 a 5 golpes. A estos materiales le subyace la arcilla limosa café con grumos del mismo material y limo arcilloso café claro de 2.0 a 3.0m de espesor que resiste de 3 a 9 golpes. Bajo estos materiales se tiene un limo arcilloso café claro con gravas y la arcilla limosa café y gris claro con grumos del mismo material de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 6 a 11 golpes. A estos materiales le subyace la arcilla limosa calichosa café claro y la arcilla limosa arenosa con grumos del mismo material de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 11 a 20 golpes. Bajo estos materiales se tiene las gravas empacadas en limo arcilloso café claro y arcilla limosa café claro con gravas de 2.0 a 8.0m de espesor que resiste de 12 a más de 60 golpes. A estos materiales le subyace la arcilla limosa café claro y amarillenta de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 19 a 26 golpes. Bajo estos materiales se tiene un depósito de arcilla café verdoso con lentes de almendrilla y lutita gris verdoso muy alterado de 3.30m de espesor que resiste de 12 a 42 golpes. A estos materiales le

subyace la roca arcillosa sedimentaria muy intemperizada clasificada como lutita arcillosa café y café rojizo de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste de 48 a más de 60 golpes. Bajo estos materiales se tiene la

lutita café y gris verdoso de 1.50 a 2.70m de espesor que resiste más de 60 golpes. A estos materiales le subyace un depósito intemperizado de lutita arcillosa café amarillento y rojizo con lentes de almendrilla de 1.0 a 2.0m de espesor que resiste más de 60 golpes. Bajo estos materiales se tiene la lutita fracturada gris verdoso con

lentes grises oscuro, la cual se detectó hasta la máxima profundidad explorada, resisten más de 60 golpes, en donde se tienen porcentajes de recuperación de 76 a 100.0% e índice de calidad de la roca que varía entre 31 y 55.0% típico de rocas de mala a buena calidad. La estratigrafía a detalle de cada sondeo se presenta en las Figura No. 8 a 10. Y Se detectó el Nivel de Aguas Freáticas entre 10.10 a 11.00m de profundidad, el cual debe coincidir con el nivel del fono del cauce del rio Santa Catarina.

De acuerdo con su rigidez la Comisión Federal de Electricidad considera los siguientes

tipos de terrenos:

Tipo I.- Terreno firme o rocoso que no presentan amplificaciones dinámicas:

Depósito de suelo con $V_s \geq 720$ m/s o $H_s \leq 2.0$ m.

Tipo II.- Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas

intermedias: Depósito de suelo con 360 m/s $\leq V_s < 720$ m/s y 2.0 m $< H_s < 30.0$ m

Tipo III.- Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones

dinámicas: Depósito de suelo con $V_s < 360$ m/s y 2.0 m $< H_s \leq 30$ m.

8.3 Resistencia a la compresión de núcleos de roca

Las muestras de roca recuperadas de los Sondeos en donde la roca estaba más sana se muestreó con el barril doble giratorio equipado con broca de diamante, se clasificó en campo y el laboratorio definiendo el Porcentaje de Recuperación y el Índice de Calidad de la Roca. De estos núcleos se cortaron sus caras para respetar su relación de diámetro y altura, en muestras de 10.0cm ensayándose a Compresión Axial Simple obteniendo los siguientes resultados.

Tabla 8 Presión de carga para perforación en Kgs/Cm²

SONDEO	MUESTRA	% REC	% RQD	PROFUNDIDAD (M)	PESO VOLUMETRICO (KGS/M ³)	ESFUERZO FINAL (Kgs/cm ²)	Esfuerzo Promedio (Kgs/cm ²)
7	21	100	45	22.5- 24.0	2,560.04	80.28	79.95
7	21	100	45	22.5- 24.0	2,605.60	75.88	79.95
7	21	100	45	22.5- 24.0	2.568.02	83.71	79.95
7	22	76	31	24.0 – 25.0	2,351.65	59.72	59.72
7	23	100	55	25.0 – 26.50	2,580.75	65.11	62.98
7	23	100	55	25.0 – 26.50	2,587.18	64.33	62.98
7	23	100	55	25.0 – 26.50	2,499.00	59.72	62.98

Fuente: Elaboración propia

8.4 Capacidad de carga admisible

De acuerdo con los resultados de los ensayos efectuados con las características de los materiales existentes en el área y con el tipo de obra por construir es posible proponer que como cimentación se utilice alguna de las siguientes alternativas: Debido a la baja resistencia en cuanto a la penetración estándar en los primeros 16.0 metros de los sondeos, en donde tenemos suelos finos que resisten de 3 a 36 golpes no se recomienda usar algún tipo de cimentación superficial como apoyo del puente por lo cual se propone una cimentación profunda a base de pilas coladas en el lugar desplantadas 18.0m de profundidad, apoyada sobre la lutita arcillosa café amarillento fracturada, las cuales trabajaran por

punta y fricción. Para el cálculo de la capacidad de carga admisible utilizaremos la siguiente teoría de G. G. Meyerhof.

Un elemento de concreto sometido a cargas es factible que se deforme elásticamente en función de su módulo de elasticidad del concreto y en su apoyo o suelo elásticamente, lo cual permite que se desarrolle la capacidad de carga por fricción a lo largo del fuste de la pila y la capacidad de carga admisible por punta en la base de la pila, definiendo sus valores por medio de las siguientes fórmulas:

Cálculo por fricción

$$Q_f = (\pi * d * l * a_{dh}) / F_r$$

Dónde:

Q_f = capacidad de carga admisible por fricción ton por pila

π = phi

d = diámetro de la pila, en metros

l = longitud de la pila, en metros

a_{dh} = adherencia entre el suelo y el pilote

F_r = factor de reducción

Capacidad de carga admisible por punta

$$Q_p = (C N_c + \gamma D_f N_q) / F_S (A_p)$$

Donde:

C = Cohesión aparente del material kg/cm² o Ton/m²

N_c y N_q = Factores de capacidad de carga admisible que dependen del ángulo

de Fricción interna del material de apoyo.

γ = Peso Volumétrico del material arriba del nivel de desplante. Kg/cm³ o Ton/m³

Df = Profundidad de desplante, en metros.

FS = Factor de seguridad.

Ap = Área de la pila, en metros.

Cimentación a base de pilas coladas en el lugar, desplantadas a una profundidad de

18.0m a apoyadas sobre la lutita arcillosa café amarillento fracturada, en donde trabajarán

por punta y fricción, pudiendo diseñarse con alguna de las siguientes alternativas de

solución:

Tabla 9 Diámetros vs. Diferentes capacidades de carga: por fricción por punta y por pila

Diámetro de la pila, en metros	Capacidad de carga por fricción, Ton/pila	Capacidad de carga por punta, Ton/pila	Capacidad de carga admisible por pila, en Ton/pila
0.6	30.30	35.17	65.0
0.8	40.40	62.53	103.0
1.0	50.50	97.71	148.0
1.2	60.60	140.70	201.0
1.5	75.75	219.84	296.0
1.8	90.90	316.57	407.0
2.0	101.00	390.83	492.0

Fuente: G. G. Meyerhof

Para un factor de seguridad de tres de acuerdo con la teoría de G. G. Meyerhof se espera que en cada una de las perforaciones a evaluar se obtenga un abatimiento total del nivel del frente de agua que permita el vaciado de concreto y armado de acero. Como segunda opción se propone una cimentación profunda a base de pilas coladas en el lugar desplantadas 22.0m de profundidad, apoyada sobre la lutita fracturada gris verdoso con lentes gris oscuro, las cuales trabajaran por punta y fricción. Para el cálculo de la capacidad de carga admisible utilizaremos la siguiente teoría del Método Canadiense.

La capacidad de carga última en la base de una pila puede calcularse como función de la resistencia al corte de la roca con la ecuación:

$$Q_p = q_u (K_{sp}) (d) (A_p)$$

En la que:

$$d = 1.0 + 0.4 (D_b)/B \leq 3$$

Dónde:

Q_p = Capacidad de carga última en la base.

q_u = Resistencia a la compresión no confinada, promedio, de núcleos de roca.

K_{sp} = coeficiente empírico que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca.

d = factor de profundidad adimensional

A_p = área de la base de la pila.

D_b = penetración de la pila en la formación de roca considerada.

B = diámetro de la perforación en el empotramiento.

La ecuación No.1 es similar a la utilizada para calcular la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en roca, pero afectada por el factor de profundidad “d”.

El coeficiente **K_{sp}** toma en cuenta el efecto de escala y la presencia de discontinuidades; su valor puede estimarse con la ecuación:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{Sd}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{td}{Sd}}}$$

Dónde:

Sd = espaciamento de las discontinuidades de la roca.

td = abertura de las discontinuidades de roca.

Partiendo de las ecuaciones anteriormente descritas, se procede con el cálculo de las capacidades de carga por punta en pilas de diferentes diámetros como sigue:

$$Df = 22.0m$$

$$Db = 3.0m, td = 0.20 \text{ cm}$$

$$Sd = 20.0 \text{ cm}, B = 1.0 \text{ m } q_u = 59.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Utilizando la Ecuación No.2 } d = 1.0 + 0.4 (Db) / B \leq 3$$

$$= 1.0 + 0.4 (3.0 \text{ m}) / 1.0 \text{ m}$$

$$= 2.2 \text{ B} \leq 3 = 2.2$$

Aplicando la Ec'n. No.3

$$\mathbf{KSP = 0.48}$$

$$\text{Aplicando la ecuación número 1: } \mathbf{Qp = qu (Ksp) (d) (Ap)}$$

$$= 59.72 \text{ kg/cm}^2 (0.48) (2.2) 0.785 (100 \text{ cm})^2$$

≈ 495.31 Ton/Pila

$$Q_{adm} = Q_p / F.S.$$

$$= (495.31) / 3$$

= 165.10 Ton/pila para una pila de 100.0 cm de diámetro, desplantada a 22.0m de profundidad.

Tabla 10 Diámetros vs. Diferentes capacidades de carga: por fricción por punta y por pila. Método Canadiense

Diámetro de la pila (metros)	Capacidad de carga por fricción, Ton/pila	Capacidad de carga por punta, Ton/pila	Capacidad de carga admisible por pila, en Ton/pila
0.6	58.52	84.43	143.0
0.8	78.03	121.95	200.0
1.0	97.53	165.10	263.0
1.2	117.04	213.88	331.0
1.5	146.30	297.61	444.0
1.8	175.56	393.99	570.0
2.0	195.07	465.29	660.0

Fuente: G. G. Meyerhof

Para un factor de seguridad de tres de acuerdo con la teoría del Método Canadiense como segunda opción se propone el uso de una cimentación a base de pilas coladas en el lugar, desplantadas a una profundidad de 25.0m a partir del nivel de terreno natural, en donde trabajarán por punta y fricción, pudiendo diseñarse con alguna de las siguientes alternativas de solución:

Tabla 11 Diámetros vs. Diferentes capacidades de carga: por fricción por punta y por pila

Diámetro de la pila, en metros	Capacidad de carga por fricción, Ton/pila	Capacidad de carga por punta, Ton/pila	Capacidad de carga admisible por pila, en Ton/pila
0.6	80.51	84.43	165.0
0.8	107.35	146.34	254.0
1.0	134.16	225.14	359.0
1.2	161.02	285.18	446.0
1.5	201.28	385.79	587.0
1.8	241.53	499.06	741.0
2.0	268.37	581.61	850.0

Fuente: G. G. Meyerhof

Para un factor de seguridad de tres de acuerdo con la teoría de G. G. Meyerhof y para el desplante de la cimentación se recomienda retirar del fondo de la perforación todo el material suelto alterado por el proceso de corte utilizando botes rezagadores o mediante impactos comprimirlo e inmediatamente después bajar el acero de refuerzo e iniciar el colado de abajo hacia arriba utilizando un tubo Tremie.

En la parte superior de cada pila se deberá descabezar lo más pronto posible después del fraguado del concreto para eliminar el concreto contaminado cortando lo necesario y posteriormente construir un dado en el cual se apoyará la columna.

Control del nivel de bombeo.

Después de analizar y calcular la carga tolerable en las próximas pilas se diseña la estrategia de perforación, que como se muestra en la mecánica de suelos existe un nivel freático o sea un acuífero libre detrítico por debajo de los inmediatos 10 m de profundidad.

Conociendo las propiedades y características del suelo se procede a determinar la maquinaria y la herramienta de perforación más adecuada, ya que, con base en esta, se definirá la eficiencia y la eficacia del proceso de la perforación (Hernández, 1989).

Las máquinas perforadoras son utilizadas para realizar la perforación del pozo de cimentación mediante una barra, a la cual se le coloca en el extremo inferior una herramienta de avance. La herramienta gira para realizar un corte o se levanta y deja caer rítmicamente sobre el material a perforar, lo que nos indica que las perforadoras pueden ser giratorias o de percusión

La escala del cuadro de Solinov o Mohs determina el grado de dureza de los minerales y la resistencia de un mineral con alta dureza de ser rayado por un material más blando. Cada uno de estos minerales posee una presión de corte, la cual determina la cantidad de presión necesaria para perforar desde suelos hasta un mineral.

Imagen 34 Escala de presión de corte SOLOVIOV

Material	Presión de corte (Bar)
Suelo	50
Rudaceas	200
Yeso	500
Areniscas	1000
Caliza roca sedimentaria	1500
Esquisto Pizarra Roca Metamórfica	2000
Granito Roca Ígnea Plutónica (Feldespato y Mica)	2500
Cuarcita Roca Metamórfica Cuarzo	3000
Mineral de Hierro o Roca Férrica	4000

Como se puede observar en el perfil litográfico los materiales presentes en el punto de la obra son acarreos, aluviones y rellenos y en términos de perforación los clasificaremos como TIPO

Tipo I rompe a 50 psi y son materiales no consolidados

Tipo II rompe a 100 Psi y son gravas y arcillas semi consolidadas

Tipo III Lutita calcárea de la formación Méndez y rompe a 150 psi y mas

Por lo que la estrategia de perforación consiste en:

Primera etapa perforación hasta 12 Pulgadas

Segunda etapa Inyección de lodo bentónico. Este fluido les da consistencia a las paredes y evita la influencia del acuífero por su propiedad y además genera una carga hidrostática mayor que la de la influencia de la aportación.

Tercera etapa perforación ampliación de 12 a 48 pulgadas extracción e inyección de lodo

Cuarta etapa: perforación ampliación de 48 a 80 pulgadas e instalación de ademe

Velocidad de Avance

se muestra la velocidad de avance de la ampliación 48” a 80” para cada rango de profundidad y tipo de material. Se considera la velocidad de avance del tamaño de ampliación más grande, ya que su velocidad de avance es la acumulación del resto de las ampliaciones.

Para definir la velocidad de ampliación en cada tramo, es necesario definir un factor de avance, el cual se formula mediante la siguiente ecuación:

$$\mathbf{FA = VA/RM}$$

En donde **FA** es el factor de avance, **VA** es la velocidad de avance (m/h) correspondiente al tipo de material y rango de profundidad, y **RM** es la profundidad máxima correspondiente al rango de profundidad.

Al establecer el factor de avance en cada tramo, se procede a conseguir la velocidad de avance para cada uno de los tramos.

$$\mathbf{VAPT=FA \times d}$$

En donde **VAPT** es la velocidad de avance por tramo, **FA** es el factor de avance y **d** es la profundidad (m).

Al establecer la **VAPT**, en cada uno de los tramos, se realiza la sumatoria del **VAPT** de todos los tramos para obtener la velocidad de avance total de la perforación.

$$\mathbf{VAT=\sum VPTi}$$

En donde **VAT** (m/h) es la velocidad de avance total de la perforación y **n** es el número de tramos.

Para obtener la velocidad de avance de cada punto de estudio, se llevó a cabo esta metodología.

Imagen 35 Velocidad de avance en perforación pilotera de diámetro acumulado

Número	Concepto	Unidad	Velocidad de avance (m/hora)
1	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo I de 0 a 10 m	m	2.15
2	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo II de 0 a 10 m	m	2.36
3	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo III de 0 a 10 m	m	2.67
4	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo I de 10 a 20 m	m	2.45
5	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo II de 10 a 20 m	m	2.67
6	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo III de 10 a 20 m	m	3.0
7	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo I de 20 a 30 m	m	2.67
8	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo II de 20 a 30 m	m	3.16
9	Ampliación de 48" a 80" Material Tipo III de 20 a 35 m	m	3.5

Tabla 12 Resistencia al corte

RESISTENCIA AL CORTE	
Material I	50 psi
Material II	100 psi
Material III	150 psi

Fuente: Propia

Tabla 13 Velocidad de avance

VELOCIDAD DE AVANCE				
Prof (m)	PSI	Factor de avance	Mts/hora	ACUM.
1	50	0.215	0.215	0.215
2	100	0.215	0.43	0.645
3	150	0.215	0.645	1.29
4	200	0.215	0.86	2.15
5	250	0.215	1.075	3.225
6	300	0.215	1.29	4.515
7	350	0.215	1.505	6.02
8	400	0.236	1.888	7.908
9	900	0.236	2.124	10.032

VELOCIDAD DE AVANCE				
10	1000	0.236	2.36	12.392
11	1100	0.134	1.4685	13.8605
12	1200	0.134	1.602	15.4625
13	1300	0.134	1.7355	17.198
14	1400	0.134	1.869	19.067
15	1500	0.150	2.25	21.317
16	1600	0.150	2.4	23.717
17	1700	0.150	2.55	26.267
18	1800	0.150	2.7	28.967
19	1900	0.150	2.85	31.817
20	2000	0.150	3	34.817
21	2100	0.100	2.1	36.917
22	2200	0.100	2.2	39.117
23	2300	0.100	2.3	41.417
24	2400	0.100	2.4	43.817

Tabla 14 Velocidad de avance en perforación incluye acumulado en tres avances hasta 80 pulgadas



Fuente: Propia

9. CONCLUSIONES.

- 1.- Se concluye que, si se cumplió con la hipótesis que es una obra hidráulica, con la presencia del acuífero superficial en gravas con capacidad específica de 7.95 lps/metro de abatimiento, y que obedece al coeficiente de transmisividad en gravas.
- 2.- Son pilas que van a estar sumergidas en medios saturados desde los 10 metros, por lo que la acción del abatimiento provoco que el vaciado de concreto y secado con apoyo de la tubería TREMIN se obtuviera un vaciado impermeable, sin peligro de la influencia de agua al armado.
- 3.-. Estas pilas de FUSTE tienen una capacidad de carga para un factor de seguridad de tres de acuerdo con la teoría de G. G. Meyerhof de 850 toneladas por pila.
- 4.- La mecánica de suelos fue fundamental para la estrategia de perforación, y la colocación de los anillos de ademe que evitaran el colapso de los muros.
- 5.-. El cálculo del abatimiento y la selección de las bombas fue el adecuado ya que cumplió como lo muestra la gráfica de la curva de la bomba con el gasto de abatimiento, llegando al nivel de la rasante de la lutita y permanecer en equilibrio como lo muestra la figura 1.
- 6.- Aunque mi preparación es de ingeniería en uso eficiente del agua. este trabajo me apoyo bastante a aprender una nueva línea de la hidrología subterránea como lo es la construcción de pilas de carga en medios saturados. Que poco a poco los ingenieros en riego van incursionando en obras civiles de gran inversión y responsabilidad.
- 7.- La velocidad de avance en la perforación coincide con la escala de SOLOVIOV en el grado de dureza y torque, lo que puedo concluir que si es aceptable dicha tabla para términos de avance de obra.
- 8.-. Son obras de ingeniería civil grandes, en dimensión y costo, pero la preparación de este Departamento de Riego y Drenaje de la UAAAN a sus alumnos hacen que estemos al nivel de estos grandes compromisos.

10 LITERATURA CITADA

ASEMAS. Patología en cimentaciones. Posibles causas. CTE/DB-SE-C.EHE-08.

Baker Huges (1995) Drilling Engineering Workbook

Normas UNE.

Montero Fernández-Bobadilla E. Puesta en obra del hormigón

Muñoz Hidalgo M.: “Diagnosis y causas en patología de la edificación.

Pérez Valcárcel J. “Inspecciones y validación de cimentaciones”. E.T.S.A. A Coruña

Pilotes/Lesiones. Pag. Web Wikibooks

Preston I. Moore (1986) Drilling practices manual Penwell Books. Segunda Edición.

Capítulo 12. P.

Schlumberger. (2005) Manual de cementaciones Vol I y II

Schlumberger. (2006) Nueva tecnología de cementación

Sopeña Mañas L. (2006) “Patología y recalces de cimentaciones. CEDEX

UPMP Ingeniería de cementaciones. (2000) Un siglo de la perforación en México. Capítulo

6 y 7

- Álvarez, I. (2019). Evolución histórica de las técnicas de perforación y testificación de hidrocarburos, 36, 63-74. Recuperado de <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=7379603>
- Amir, J. M. (2019). Pile Testing: Anomalies, Flaws and Defects. Quality Assurance and Verification. Mayo-Junio (pp. 93-95).
- Amir, J. M., y Amir, E. I. (2008). Critical comparison of ultrasonic pile testing standards. En The application of stress-wave theory to piles: science, technology and practice: proceedings of the 8th international conference on the application of stress-wave theory to piles. ISO Press, Lisbon, Portugal (pp. 453-457).
- ASTM Standard D 6760-16 (2016). Standard Test Method for Integrity Testing of Concrete Deep Foundations by Ultrasonic Crosshole Testing. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Beute, J. (2020). Problems with cast-in-situ concrete piles: A study on the possible causes of excessive bleeding [Tesis de grado, Delft University of Technology]. Repositorio de la Delft University of Technology.
- Benitez, M. (s.f). Fluidos de Perforación; Repositorio Institucional de la UNAM. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/13244/FLUIDOS%20DE%20PERFORACT%C3%93N.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Cámara de Diputados. (2021). Ley de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas. Recuperado de https://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/pdf/56_200521.pdf
- Castillo, H. & Rico Rodríguez, A. (2006). Ingeniería de suelos en las vías terrestres, la. Carreteras ferrocarriles y aeropistas / Vol. I. Editorial.
- Castillo, M. (2018). Métodos para determinar la excavabilidad de los materiales. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/15258/tesis.pdf?sequence=3&isAllowed=y>
- Centeno Pulido, F. (2022). Evaluación de la integridad en pilotes y pilas para obras públicas y privadas con tecnologías disponibles a comienzos del siglo XXI. Boletín de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat, 54. Recuperado de <https://socvengeotecnia.com/wp-content/uploads/2022/07/2022-Francisco-Centeno-Pulido-Evaluacion-de-la-integridad-en-pilotes-y-pilas-para-obras-publicas-y-privadas-con-tecnologias-disponibles-a-comienzos-del-siglo-XXI.pdf>
- Chukwu, G. (2017). Evaluation of geopressure regime in an onshore Niger delta field of Nigeria. Biodiversity, 1(5), 41-48. Recuperado de <http://medcraveonline.com/BIJ/BIJ-01-00026.pdf>
- CMIC (2006). Catálogo de costos directos para cimentación profunda 2006. Recuperado de <https://composicionardatos.wordpress.com/wp-content/uploads/2008/09/catalogo-de-costos-directos-para-cimentaciones-profundas-2006.pdf>
- CONAGUA. (2024). Actualización de la Disponibilidad de Agua en el Acuífero Área Metropolitana de Monterrey, estado de Nuevo León. Recuperado de https://sigagis.conagua.gob.mx/gas1/Edos_Acuiferos_18/nleon/DR_1906.pdf

- Crosco Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (5a ed.). Limusa.
- Das, B. M. (1999). *Principios de ingeniería de cimentaciones*. Cuarta edición. International Thomson Editores.
- Fernández, C. (2010). Ensayos de integridad de pilotes. Recuperado de <https://fernandestadeo.com/Adobe/Ensayos%20de%20integridad%20de%20pilotes.pdf>
- García, A. (1997). La evolución de las cimentaciones en la historia de la arquitectura, desde la prehistoria hasta la primera revolución industrial. Recuperado de <https://oa.upm.es/6340/1/03199719.pdf>
- Guerrero, J. L., & Ocampo, J. (2019). Rotary Drilling Process. Recuperado de https://www.academia.edu/43863881/Rotary_Drilling_Process
- Hernández, R. (1989). *Sociedad mexicana de mecánica de suelos; Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*.
- INEGI (2024). Estadística de Transporte Urbano de Pasajeros 2024, Datos al mes de febrero. Recuperado de <https://www.inegi.org.mx/rms/index.php/catalog/950>
- Iñás, V. & Zaragoza M. (2007). Análisis de los sistemas de transporte. Recuperado de <https://www.imt.mx/archivos/publicaciones/publicaciontecnica/pt307.pdf>
- Juárez, E. (2005). *Mecánica de suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos*. Limusa.
- Kopey, B. (2007). Development of drilling technics from ancient ages to modern times. In Proceedings of the 12th IFToMM World Congress, 18-21, Besançon, France. Ivano-Frankivsk National Technical University of Oil and Gas. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/237446785_Development_of_Drilling_Technics_from_Ancient_Ages_to_Modern_Times
- Leynes, J. (2018). Generación de un modelo en geopresiones para la perforación de un pozo petrolero. Recuperado de <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/14789/tesis.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- PEMEX (2000). *Clasificación de materiales para el pago de excavaciones*. Primera edificación.
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes. (2019). N-PRY-CAR-1-02-003/19: Exploración directa del subsuelo [Norma técnica]. Instituto Mexicano del Transporte. Recuperado de <https://normas.imt.mx/normativa/N-PRY-CAR-1-02-003-19.pdf>
- Sellountou, E. A., Amir J. Canivan, G., Chermanskas L., Hertlein B., Kandarís P, Kovacs T y Likins G. (2019). Terminology and Evaluation Criteria of Crosshole Sonic Logging (CSL) as applied to Deep Foundations. Deep Foundations Institute
- Suberviola, E. V. (2015). Definición y tipología de los sistemas ferro-viarios, aspectos generales, 20(1), 136. Recuperado de <https://www.nh.edu/geocrit/b3m-1136.pdf>
- Webster, K., Rausche Ph D, F., y Webster, S. (2011). Pile and shaft integrity test results classification, mitigation, acceptance, and/or rejection. Transportation Research Board 90th Annual Meeting, Washington, D.C. (No. 11-2619)