



**BENEMÉRITA UNIVERSIDAD
AUTÓNOMA DE PUEBLA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

COLEGIO DE INGENIERÍA CIVIL

**REVISIÓN Y SUPERVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN DE UN
PUENTE VEHICULAR UBICADO EN EL ESTADO DE VERACRUZ**

TESINA

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**LICENCIATURA EN
INGENIERÍA CIVIL**

PRESENTA:

ANIBAL GABRIEL TOBON MONTERO

ASESOR:

M. I. MIGUEL ANGEL FIGUERAS CORTE

PUEBLA, PUE.

JULIO 2016

INDICE

INTRODUCCION	1
---------------------------	---

CAPITULO 1. GEOLOGIA REGIONAL

1.1. Descripción del Proyecto y Localización del Sitio.....	2
1.2. Macrolocalización y Microlocalización del Sitio.....	3
1.3. Geología.....	5
1.4. Fisiografía.....	6
1.5. Hidrología.....	7

CAPITULO 2. TRABAJO DE CAMPO, ENSAYES DE LABORATORIO, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

2.1. Trabajo de Campo.....	8
2.2. Ensayes de Laboratorio.....	10
2.3. Estratigrafía y Propiedades de los Suelos.....	11
2.4. Clasificación del Tipo de Terreno y Coeficiente Sísmico.....	19

CAPITULO 3. ANALISIS Y DISEÑO GEOTECNICO DE LA CIMENTACION

3.1. Capacidad de Carga.....	21
3.2. Análisis de Asentamiento.....	25
3.3. Empuje Activo del Suelo de Relleno en el Respaldo de los Caballetes.....	28
3.4. Empuje Horizontal por Sobrecarga.....	29
3.5. Socavación General en el Cause de Escurrimiento.....	30
3.6. Módulo de Reacción Horizontal.....	32

CAPITULO 4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1. Excavaciones.....	34
4.2. Pilas de Cimentación en los Apoyos Extremos del Puente.....	35
4.3. Proceso Constructivo en Pilas Coladas del Apoyo Central de Puente.....	37

CAPITULO 5. CONCLUSIONES	52
---------------------------------------	----

ANEXOS

1.- Reporte Fotográfico	53
--------------------------------------	----

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCIÓN

La geotecnia es la parte de la geología aplicada que trata sobre el análisis y estudio de la corteza terrestre, con la finalidad de los diferentes tipos de suelos y rocas, así como determinar sus propiedades físicas y mecánicas, efectuar estudios relativos al diseño de la cimentación de puentes vehiculares, edificios, naves industriales, comerciales, casas habitación, etc., todo lo anterior para garantizar un buen comportamiento, tanto estructural como de servicio, de las obras de ingeniería.

El comportamiento del terreno está en función del proceso constructivo especificado para las obras, así pues dichos procesos son de importancia fundamental en el comportamiento futuro de obras, que tienen impacto también durante su vida útil; así pues los procesos constructivos deberán especificar además el equipo y maquinaria a utilizar para garantizar el buen comportamiento de la estructura.

En esta tesina se presenta una breve descripción de la geología regional, descripción del proyecto, propiedades estratigráficas de los diferentes tipos del suelo encontrados en la región, así como también el análisis y diseño de la cimentación que incluye capacidad de carga, asentamientos, clasificación del tipo de terreno y coeficiente sísmico, empuje de tierras, socavación general, módulo de reacción horizontal, en todos ellos se hace una breve descripción y se presenta además el proceso constructivo del tipo de cimentación más adecuado para la estructura en estudio.

CAPÍTULO 1. GEOLOGÍA REGIONAL

1.1 Descripción del Proyecto y Localización del Sitio.

La construcción del puente posibilitará el desarrollo y ampliación de la comunidad de Cazones, Ver., así como la conexión rápida entre la zona del libramiento; con lo cual se impulsará el desarrollo turístico, descongestionará la zona urbana mediante una vía perimetral. A futuro, este puente y carreteras contribuirán al desarrollo de las zonas de Rancho nuevo, La Encantada y Barra Chaca Gorda, integrándolas al intercambio de la pesca, comercio y turismo de la región.

El puente en proyecto se localiza sobre el Km. 0+500, del camino: Barra de Cazones – Chaca Gorda, localizado en el Municipio de Cazones de Herrera, Veracruz.

Con descargas al terreno de cimentación del orden de 429 ton de carga puntual en los apoyos extremos del puente y de 596.60 ton de carga puntual en el apoyo central del puente.

Se considera un ancho de calzada del puente de 9.0 m. y una longitud de 50.0 m.

MEDIO FISICO

Localización

Se localiza en la zona norte del Estado, en las coordenadas 20° 42' latitud norte y 97° 18' longitud oeste, a una altura de 10 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Tuxpan, al este con el Golfo de México, al sur con Papantla, al suroeste con Poza Rica de Hidalgo y al oeste con Tihuatlán. Su distancia aproximada por carretera a la capital del estado es de 321 Km.

Extensión

Tiene una superficie de 106.11 Km², cifra que representa un 0.15% del total del Estado.

Principales Ecosistemas

Los ecosistemas que coexisten en el municipio son el de selva alta perenifolia con especies como el ojite, chicozapote, cedro, chaca, orejón, uvero, ceiba, higuierón, jobo, anona, coyol, palma, espino y nopal; donde se desarrolla una fauna compuesta por poblaciones de mamíferos silvestres como conejos, mapaches, tlacuaches, tejones, armadillo y coyotes.

Características y Uso del Suelo

Su suelo es de tipo regosol, se caracteriza por no presentar capas distintas con parecido a la roca que le dio origen, con tonalidades claras, es susceptible a la erosión. En un buen porcentaje se utiliza para la agricultura y la ganadería.

Macrolocalización

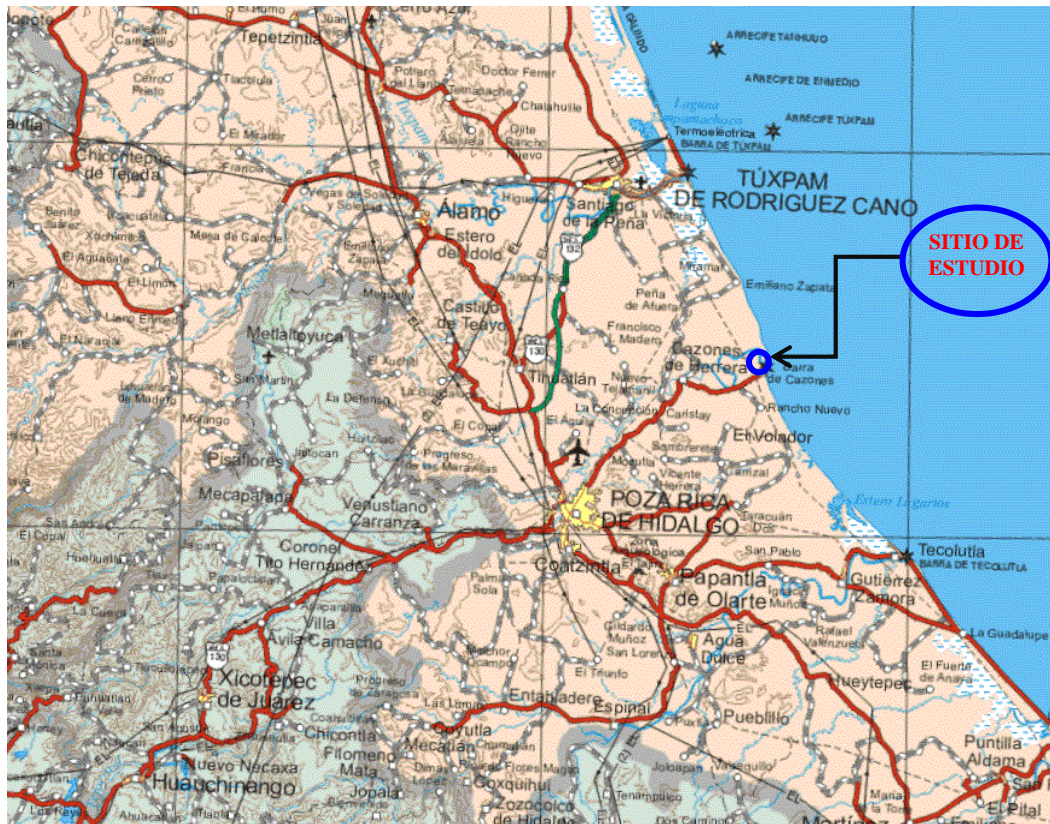


Figura No. 1

Microlocalización



Figura No. 2

1.2 Geología.

Geológicamente en el Municipio de Cazones de Herrera, la zona está representada superficialmente por depósitos de suelos del tipo limos de baja plasticidad, arcilla de baja plasticidad y arenas limosas depositadas bajo agua y que presentan una baja a media resistencia al esfuerzo cortante y baja compresibilidad.

Las rocas más antiguas de la región son las del Cretácico Superior, en tanto que las más recientes son depósitos de suelos, formados por materiales detríticos derivados de las rocas preexistentes.

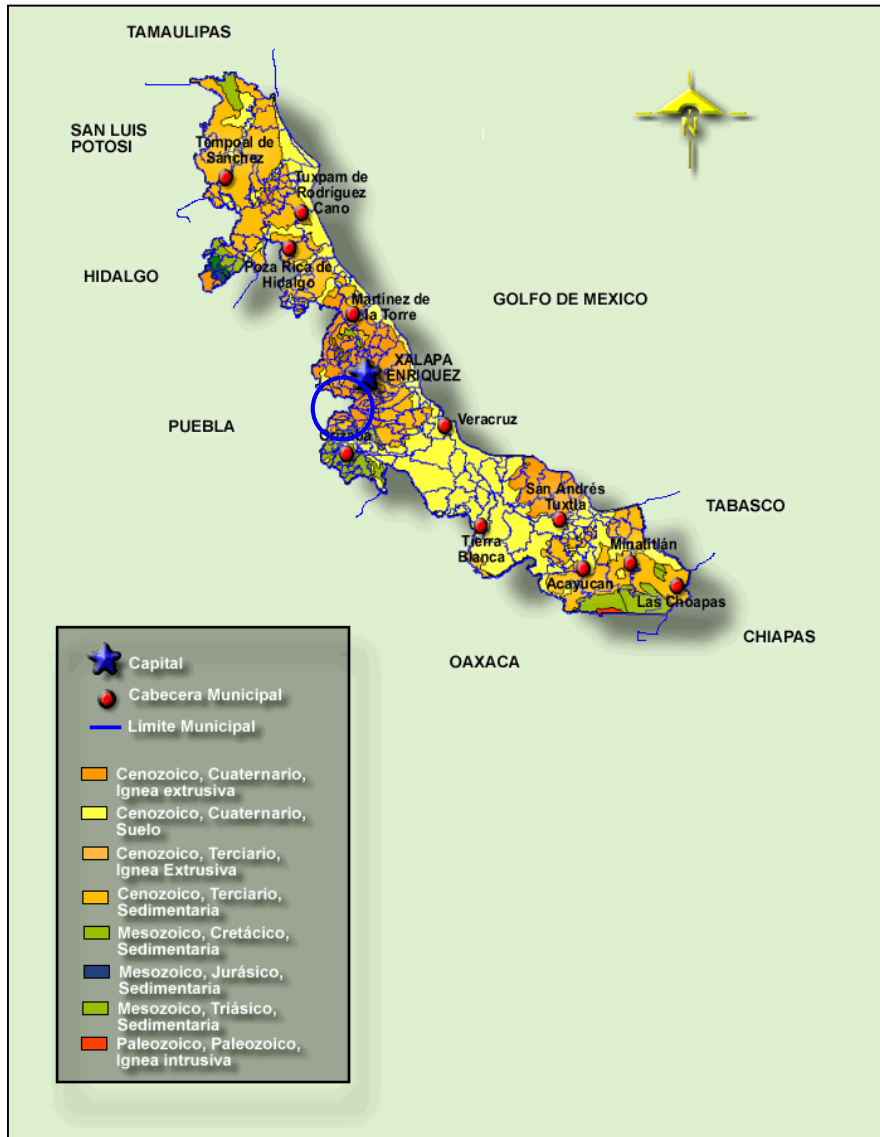


Figura No. 3, Geología regional del estado de Veracruz

1.3 Fisiografía.

De acuerdo a los datos reunidos en la Síntesis de Información Geográfica, nomenclátor del Estado de Veracruz, publicado por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), el sitio se ubica en la provincia fisiográfica de la llanura costera del Golfo Norte, la cual recorre toda la franja norte del Estado y se encuentra representada por la Subprovincia de Llanura y lomeríos.



Figura No. 4, Fisiografía del estado de Veracruz

1.4 Hidrología.

La zona en estudio, se localiza dentro de la Región Tuxpan-Nautla, una de las seis regiones hidrológicas en las que se divide el Estado de Veracruz. Dicha Región ocupa la porción noreste del territorio veracruzano y está integrada por las cuencas de los ríos Nautla, Tecolutla, Cazones y Tuxpan, además de la laguna de Tamiahua. Los ríos señalados desembocan en el Golfo de México. La zona de estudio, se

encuentra regado por el río Cazones, que nace en la sierra de Huauchinango y desemboca en el Golfo de México, formando la barra de Cazones.

Apoyándose en el estudio topo hidráulico la corriente que pasa por el cruce de estudio, nace aproximadamente a 6.01 km del sitio en estudio y desemboca a 60 m. en el Río Cazones, donde no provoca influencia hidráulica en el cruce.

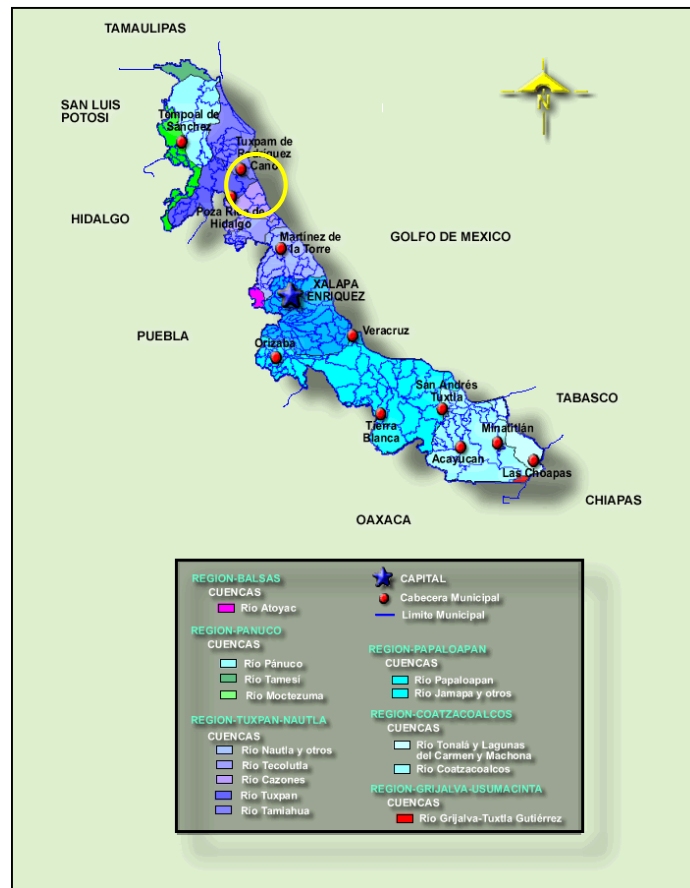


Figura No. 5, Regiones hidrológicas del estado de Veracruz

CAPÍTULO 2. TRABAJOS DE CAMPO, ENSAYES DE LABORATORIO, ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS

2.1. Trabajos de Campo.

2.1. 1 Reconocimiento del sitio.

Como parte de los trabajos de campo, se hizo un recorrido de inspección en el sitio de emplazamiento del futuro Puente Vehicular, el cual se construirá sobre el Km. 0+500, del camino: Barra de Cazones – Chaca Gorda, localizado en el Municipio de Cazones de Herrera, Veracruz.

Proyectando como estructura principal un Puente Vehicular con una longitud de 50 m. y un ancho de 9 m., enviando al subsuelo una presión de contacto estimada de 596.60 ton.

Durante el recorrido de inspección se decidió realizar tres sondeos profundos de tipo mixto con pruebas de penetración estándar ubicados dos sondeos en las zonas extremas y uno al centro del cauce del río.

2.1.2 Sondeos de Penetración Estándar.

- **Proceso de Prueba**

Para llevar a cabo el muestreo mediante el método de penetración estándar, se siguieron los lineamientos marcados por la Norma A.S.T.M. D-1586. (American Society for Testig of Materials); este método consiste en dejar caer libremente desde una altura de 0.75 m. un martinete de 64 kg. de peso sobre un yunque acoplado a una sarta de tubería de perforación tipo AW y en cuyo extremo se encuentra el muestreador de pared gruesa o penetrómetro, de esta manera se puede estimar la resistencia al esfuerzo del suelo, las compacidades relativas y el ángulo de fricción interna, mediante el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm. intermedios del penetrómetro estándar y obtener las muestras alteradas para la identificación de los suelos en el sitio.

• Equipo de Prueba

Con el fin de conocer las características estratigráficas del subsuelo y los parámetros esfuerzo-deformación correlacionados del terreno profundo, se realizó la perforación de tres sondeos de tipo mixto con pruebas de penetración estándar, el primero realizado a una profundidad final de 15.00 m., el segundo realizado a una profundidad final de 20.20 m. y el tercero realizado a una profundidad final de 15.00 m., con el fin de explorar una profundidad mayor y verificar el horizonte, nivel y un espesor confiable del estrato resistente en general.

Para la ejecución de dichos sondeos profundos, se utilizó una máquina perforadora rotatoria marca Long Year 34, bomba Moyno 3L4 para procurar la estabilidad de las paredes de perforación con lodo bentonítico, muestreadores de pared gruesa o penetrómetros de doble caña con válvula y zapata de acero con un ángulo de corte o incidencia a 75°; la perforación total y el avance controlado se alcanzó empleando barras huecas o tubería de perforación tipo AW de 1.50 m. y 3.00 m. de longitud.

Los sondeos profundos realizados en zona estratégica del predio señalados conforme lo marca el proyecto, permitió conocer la resistencia al esfuerzo cortante directo del suelo a partir de correlaciones con la prueba de penetración estándar y la recuperación de muestras alteradas con tubo partido, envasadas en bolsas de polietileno, etiquetadas, marcadas y clasificadas en el campo en forma visual y al tacto al mismo tiempo en el campo.

2.2. Ensayes de Laboratorio.

2.2.1 Propiedades Índice.

Con el fin de clasificar las muestras del suelo obtenidas durante los trabajos de campo, de acuerdo con el S.U.C.S. (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), se efectuaron los ensayos siguientes para determinar sus propiedades índice de acuerdo a las especificaciones de la A.S.T.M. (American Society for Testing of Materials).

- a) Clasificación visual y al tacto (A.S.T.M. - D2486)
- b) Contenido de agua natural (A.S.T.M. - D2487)
- c) Análisis granulométrico simplificado (A.S.T.M. - D421)
- d) Límites de consistencia líquido y plástico (A.S.T.M. - D4318)

2.2.2 Propiedades Mecánicas.

La determinación de los parámetros de resistencia para el diseño de cimentaciones se obtuvo en los ensayos de laboratorio con las muestras recuperadas, así como las correlaciones existentes con la resistencia a la penetración estándar.

Los parámetros correlacionados del subsuelo que se emplearon del estrato natural encontrado de Arenas limosas (SM) de color gris verdoso; para los análisis geotécnicos fueron los siguientes:

Presión de Contacto	596.60 ton.
Profundidad de Desplante de Proyecto	Profundo
Profundidad de Desplante Apropiaada ≥ 12.00 m. (A partir del nivel de terreno natural, nivel de broquero igual al nivel actual del predio)	
Peso Volumétrico	1.782 ton/m ³
Cohesión Aparente	0.00 kg/cm ²
Ángulo de Fricción Interna	34°

Número de Golpes Corregido (Ncorreg) para avanzar los 30 cm. intermedios del Penetrómetro en el proceso de la Prueba de Penetración Estándar, utilizados en el cálculo de Capacidad de Carga Admisible $N = 34$ a partir de 12.00 m. de profundidad, referida con respecto al nivel de terreno natural superficial actual.

Los resultados de estos ensayos se presentan a continuación.

2.3. Estratigrafía y Propiedades de los Suelos.

El sondeo profundo de tipo penetración estándar o de exploración directa, realizado dentro de la zona de desplante para el Puente Vehicular, permitieron establecer una estratigrafía bien definida, con las siguientes propiedades físicas, y mecánicas:

Sondeo de Tipo Mixto con Penetración Estándar No. 01, Realizado en zona estratégica del predio, sobre la superficie descubierta por el corte. (Nivel de broquero igual al nivel de terreno natural)

2.3.1. Descripción Estratigráfica del Sondeo de Penetración Estándar Uno.

Primera unidad.- Arena limosa con gravas (SM) de color café, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 38.12 %, límite líquido de 30.40 %, límite plástico de 24.30 %, índice plástico de 6.10 %, contracción lineal de 1.10 %, peso volumétrico húmedo de 1.724 t/m³, que va de 0.00 a 0.60 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 13 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 30° y una compacidad relativa media, estrato que presenta regulares propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Segunda unidad.- Limo de baja plasticidad (ML) de color café claro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 28.53 %, límite líquido de 28.70 %, límite plástico de 23.70 %, índice plástico de 5.00 %, contracción lineal de 1.50 %, peso volumétrico húmedo de 1.617 t/m³, que va de 0.60 a 2.40 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 8 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una

consistencia relativa media, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Tercera unidad.- Limo de baja plasticidad (ML) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 38.12 %, límite líquido de 38.40 %, límite plástico de 27.10 %, índice plástico de 11.30 %, contracción lineal de 2.60 %, peso volumétrico húmedo de 1.573 t/m³, que va de 2.40 a 3.60 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 4 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa blanda, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Cuarta unidad.- Limo de alta plasticidad (MH) de color café oscuro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 79.69 %, límite líquido de 80.75 %, límite plástico de 35.80 %, índice plástico de 20.90 %, contracción lineal de 3.30 %, peso volumétrico húmedo de 1.611 t/m³, que va de 3.60 a 4.80 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 7 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa media, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Quinta unidad.- Limo de alta plasticidad (MH) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 53.96 %, límite líquido de 53.70 %, límite plástico de 32.90 %, índice plástico de 20.80 %, contracción lineal de 3.30 %, peso volumétrico húmedo de 1.608 t/m³, que va de 4.80 a 7.80 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa media, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Sexta unidad.- Arcilla de baja plasticidad (CL) con conchas, de color café claro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 78.57 %, límite líquido de 43.80 %, límite plástico de 23.70 %, índice plástico de 20.10 %, contracción lineal de 2.90 %, peso volumétrico húmedo de 1.614 t/m³, que va de 7.80 a 9.60 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa media, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Séptima unidad.- Limo de baja plasticidad (ML) de color café oscuro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 94.65 %, límite líquido de 31.80 %, límite plástico de 25.10 %, índice plástico de 6.70 %, contracción lineal de 2.10 %, peso volumétrico húmedo de 1.741 t/m³, que va de 9.60 a 10.80 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 13 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa firme, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Octava unidad.- Arena limosa (SM) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 20.81 %, límite líquido de 28.80 %, límite plástico de 23.70 %, índice plástico de 5.10 %, contracción lineal de

0.50 %, peso volumétrico húmedo de 1.782 t/m³, que va de 10.80 a 15.00 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 34 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 34° y una compactación relativa compacta, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Se encontró el nivel de aguas freáticas a la profundidad de 1.20 m.

2.3.2. Descripción Estratigráfica del Sondeo de Penetración Estándar Dos.

Primera unidad.- Limo de alta plasticidad (MH) de color café oscuro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 82.15 %, límite líquido de 54.10 %, límite plástico de 30.60 %, índice plástico de 23.50 %, contracción lineal de 3.90 %, peso volumétrico húmedo de 1.581 t/m³, que va de 4.80 a 9.60 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 4 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa blanda, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Segunda unidad.- Limo de alta plasticidad (MH) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 62.78 %, límite líquido de 54.50 %, límite plástico de 33.80 %, índice plástico de 20.70 %, contracción lineal de 3.80 %, peso volumétrico húmedo de 1.618 t/m³, que va de 9.60 a 10.20 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 6 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa media, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Tercera unidad.- Arena limosa (SM) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 25.41 %, límite líquido de 29.50 %, límite plástico de 23.20 %, índice plástico de 6.30 %, contracción lineal de 0.60 %, peso volumétrico húmedo de 1.791 t/m³, que va de 10.20 a 20.20 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 18 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 31° y una compacidad relativa media, estrato que presenta de regulares a buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Se encontró el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) a la profundidad de 1.80 m.

2.3.3. Descripción Estratigráfica del Sondeo de Penetración Estándar Tres.

Primera unidad.- Arena limosa con gravas (SM) de color café, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 13.46 %, límite líquido de 27.60 %, límite plástico de 21.30 %, índice plástico de 6.30 %, contracción lineal de 0.80 %, peso volumétrico húmedo de 1.762 t/m³, que va de 0.00 a 0.60 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 15 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 31° y una compacidad relativa

media, estrato que presenta regulares propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Segunda unidad.- Limo de baja plasticidad (ML) de color café claro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 25.47 %, límite líquido de 30.40 %, límite plástico de 23.20 %, índice plástico de 7.20 %, contracción lineal de 1.50 %, peso volumétrico húmedo de 1.628 t/m³, que va de 0.60 a 3.00 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 9 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa firme, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Tercera unidad.- Limo de baja plasticidad (ML) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 35.36 %, límite líquido de 31.60 %, límite plástico de 24.40 %, índice plástico de 7.20 %, contracción lineal de 1.40 %, peso volumétrico húmedo de 1.632 t/m³, que va de 3.00 a 5.40 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 9 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa firme, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Cuarta unidad.- Limo de alta plasticidad (ML) de color café oscuro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 82.15 %, límite líquido de 58.00 %, límite plástico de 33.40 %, índice plástico de 24.60 %, contracción lineal de 3.50 %, peso volumétrico húmedo de 1.718 t/m³, que va de 5.40 a 9.00 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 13 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa firme, estrato que presenta malas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Quinta unidad.- Limo de alta plasticidad (MH) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 51.31 %, límite líquido de 51.60 %, límite plástico de 31.90 %, índice plástico de 19.70 %, contracción lineal de 3.70 %, peso volumétrico húmedo de 1.787 t/m³, que va de 9.00 a 10.20 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 19 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa muy firme, estrato que presenta regulares propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Sexta unidad.- Arcilla de baja plasticidad (CL) de color café oscuro, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 86.31 %, límite líquido de 46.50 %, límite plástico de 21.20 %, índice plástico de 25.30 %, contracción lineal de 3.70 %, peso volumétrico húmedo de 1.794 t/m³, que va de 10.20 a 12.00 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 26 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación una consistencia relativa muy firme, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Séptima unidad.- Arena limosa (SM) de color gris verdoso, en los ensayos de laboratorio se reportó un contenido natural de agua del 27.67 %, límite líquido de 27.90 %, límite plástico de 22.80 %, índice plástico de 5.10 %, contracción lineal de

0.60 %, peso volumétrico húmedo de 1.821 t/m^3 , que va de 12.00 a 15.00 m. de profundidad.

En la ejecución de la prueba de penetración estándar se requirió de 37 golpes en promedio para que el penetrómetro avanzara 30 cm., indicando por correlación un ángulo de fricción interna del suelo del orden de 35° y una compactación relativa compacta, estrato que presenta buenas propiedades físicas y mecánicas para recibir las cargas del puente y su cimentación.

Se encontró el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) a la profundidad de 1.35 m.

2.4. Clasificación del Tipo de Terreno y Coeficiente Sísmico.

Para fines de diseño sísmico, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas, según se indica en la figura 6; la zona A es la de menor intensidad sísmica, la zona B es la de baja a mediana intensidad, la zona C es de mediana a alta intensidad, mientras que la de mayor intensidad sísmica es la zona D.

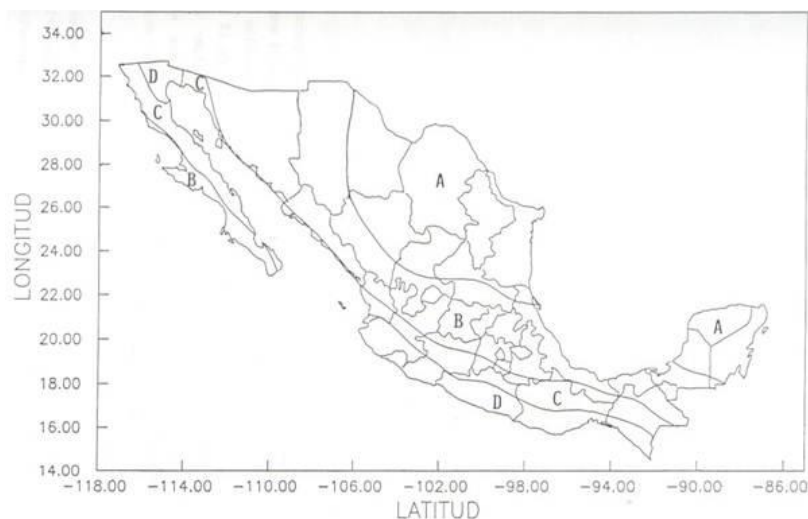


Figura 6. Zonificación sísmica de la república mexicana

Atendiendo a la respuesta del sitio ante excitación sísmica se adopta una clasificación del terreno de cimentación según su estratigrafía, que es función del

periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación de ondas de cortante en el sitio. Así, para clasificar un terreno se procederá como sigue:

Cálculo del número de golpes medio para fines de análisis sísmico de acuerdo al siguiente algoritmo:					
Estudio: Puente Vehicular					
Sondeo: S-1					
$N_s = \sum h_i / (\sum h_i / N_i)$					
PROFUNDIDAD (m)	ESPESOR hi (m)	No. GOLPES MEDIO Ni	hi/Ni	Ns	
de	a				
0.00	0.60	0.60	13	0.0462	
0.60	1.20	0.60	12	0.0500	
1.20	1.80	0.60	6	0.1000	
1.80	2.40	0.60	5	0.1200	
2.40	3.00	0.60	3	0.2000	
3.00	3.60	0.60	4	0.1500	
3.60	4.20	0.60	6	0.1000	
4.20	4.80	0.60	7	0.0857	
4.80	5.40	0.60	4	0.1500	
5.40	6.00	0.60	5	0.1200	
6.00	6.60	0.60	6	0.1000	
6.60	7.20	0.60	7	0.0857	
7.20	7.80	0.60	9	0.0667	
7.80	8.40	0.60	5	0.1200	
8.40	9.00	0.60	6	0.1000	
9.00	9.60	0.60	6	0.1000	
9.60	10.20	0.60	8	0.0750	
10.20	10.80	0.60	18	0.0333	
10.80	11.40	0.60	40	0.0150	
11.40	12.00	0.60	30	0.0200	
12.00	12.60	0.60	32	0.0188	
12.60	13.20	0.60	36	0.0167	
13.20	13.80	0.60	28	0.0214	
13.80	14.40	0.60	40	0.0150	
14.40	15.00	0.60	30	0.0200	
		15.00		1.9294	7.77

El número de golpes medio esta comprendido $15 > N_s$ por lo que el terreno se clasifica como tipo III (blando)

A partir de la recopilación de datos en la información bibliográfica existente relacionada con el sitio en estudio y, con base en los resultados obtenidos durante la exploración de campo y los ensayos de laboratorio, el sitio de emplazamiento en estudio se encuentra ubicado en la "Zona B" de baja a mediana intensidad sísmica (M.O.C. de C.F.E.), el coeficiente sísmico básico es $c = 0.36$, construcciones del Grupo B y terrenos de cimentación clasificados del Tipo III. (Terreno Blando).

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

3.1 Capacidad de Carga para Pilas Coladas en Sitio.

3.1.1 Capacidad de carga para los Apoyos Extremos del Puente a 12 m. de profundidad.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y el tipo de cimentación, la capacidad de carga admisible se calcula mediante la siguiente expresión:

CAPACIDAD DE CARGA POR PUNTA

$$q_p = p'_o * N_t * A_p$$

Donde:

p_o = presión vertical efectiva inicial en la punta de la pila = ton/m²

N_t = factor de capacidad de carga = adimensional

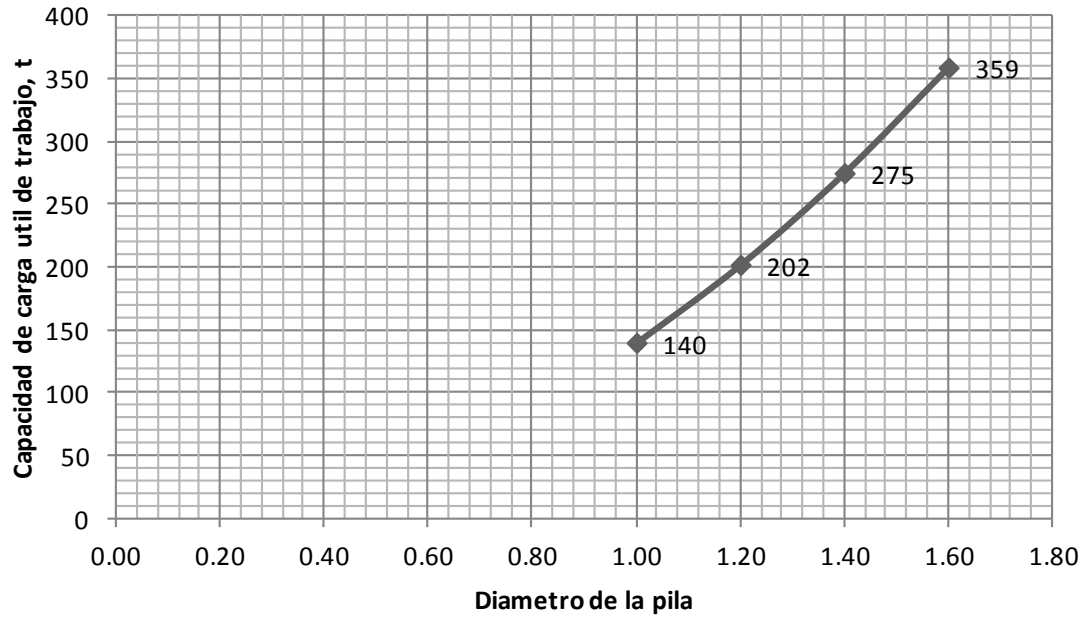
A_p = área transversal de la pila = m²

Sustituyendo valores la capacidad de carga admisible se presenta mediante la siguiente tabla para diferentes diámetros de pilas:

Cabe mencionar que para el diseño de la capacidad de carga se hizo una corrección del número de golpes debido a que existe el N.A.F. (nivel de aguas freáticas) siempre y cuando el número de golpes sea mayor a 15.

Tabla No. 1

CAPACIDAD DE CARGA A DIFERENTES DIAMETROS		
PUENTE VEHICULAR		
PROFUNDIDAD DE PILA (m)	DIAMETRO DE PILA (m)	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA UNA PILA (ton)
12	1.00	140
12	1.20	202
12	1.40	275
12	1.60	359



El dimensionamiento de la cimentación se realizará involucrando las descargas y la capacidad de carga admisible; en ningún caso de combinación de cargas de servicio la presión de contacto deberá rebasar la capacidad de carga admisible indicada en la tabla No. 1.

3.1.2. Capacidad de carga para el Apoyo Central del Puente a 12 m. de profundidad.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y el tipo de cimentación, la capacidad de carga admisible se presenta mediante la siguiente tabla para diferentes diámetros de pilas:

Tabla No. 2

CAPACIDAD DE CARGA A DIFERENTES DIAMETROS		
PUENTE VEHICULAR		
PROFUNDIDAD DE PILA (m)	DIAMETRO DE PILA (m)	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA UNA PILA (ton)
12	1.00	111
12	1.20	160
12	1.40	218
12	1.60	284



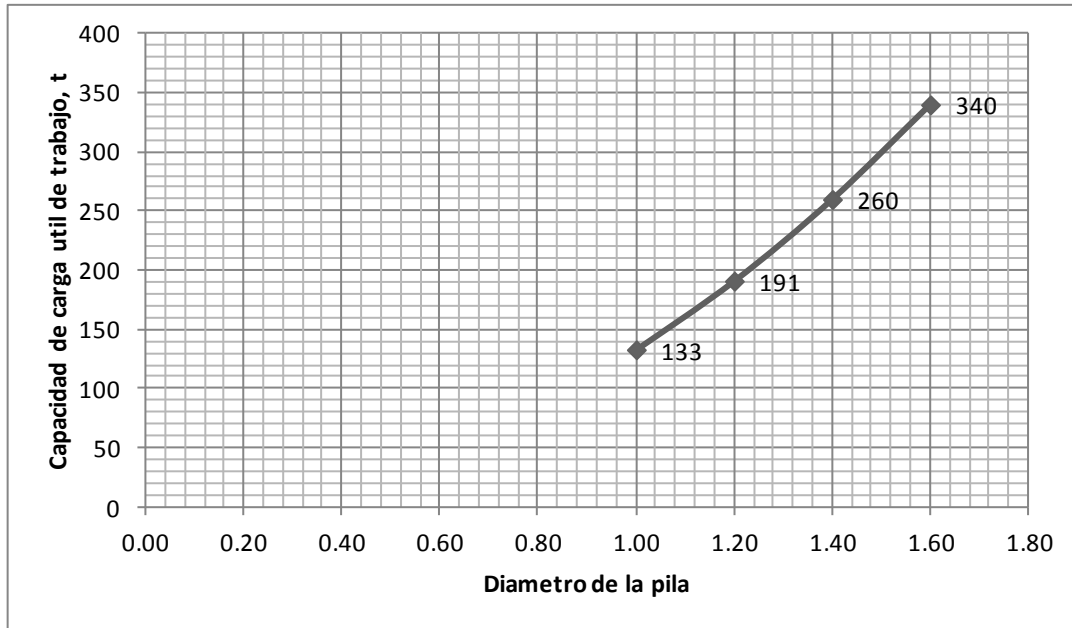
El dimensionamiento de la cimentación se realizará involucrando las descargas y la capacidad de carga admisible; en ningún caso de combinación de cargas de servicio la presión de contacto deberá rebasar la capacidad de carga admisible indicada en la tabla 2.

3.1.3. Capacidad de carga para el Apoyo Central del Puente a 14 m. de profundidad.

Tomando en cuenta las características estratigráficas y el tipo de cimentación, la capacidad de carga admisible se presenta mediante la siguiente tabla para diferentes diámetros de pilas:

Tabla No. 3

CAPACIDAD DE CARGA A DIFERENTES DIAMETROS		
PUENTE VEHICULAR		
PROFUNDIDAD DE PILA (m)	DIAMETRO DE PILA (m)	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE PARA UNA PILA (ton)
14	1.00	133
14	1.20	191
14	1.40	260
14	1.60	340



El dimensionamiento de la cimentación se realizará involucrando las descargas y la capacidad de carga admisible; en ningún caso de combinación de cargas de servicio la presión de contacto deberá rebasar la capacidad de carga admisible indicada en la tabla 3.

3.2 Análisis de Asentamientos.

3.2.1 Análisis de Asentamientos para Pilas de los Apoyos Extremos del Puente

Al transmitir el peso de la estructura al terreno de cimentación, se producirán en la superficie asentamientos inmediatos de tipo elásticos, cuyo valor se calculó utilizando la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{\sum QL}{E_p * A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu^2)$$

Dónde:

$\sum Q$ = Combinación más desfavorable de cargas, en (ton)

L = Longitud total de la pila, en (m.)

E_p = Módulo de deformación de la pila, en (ton/m²)

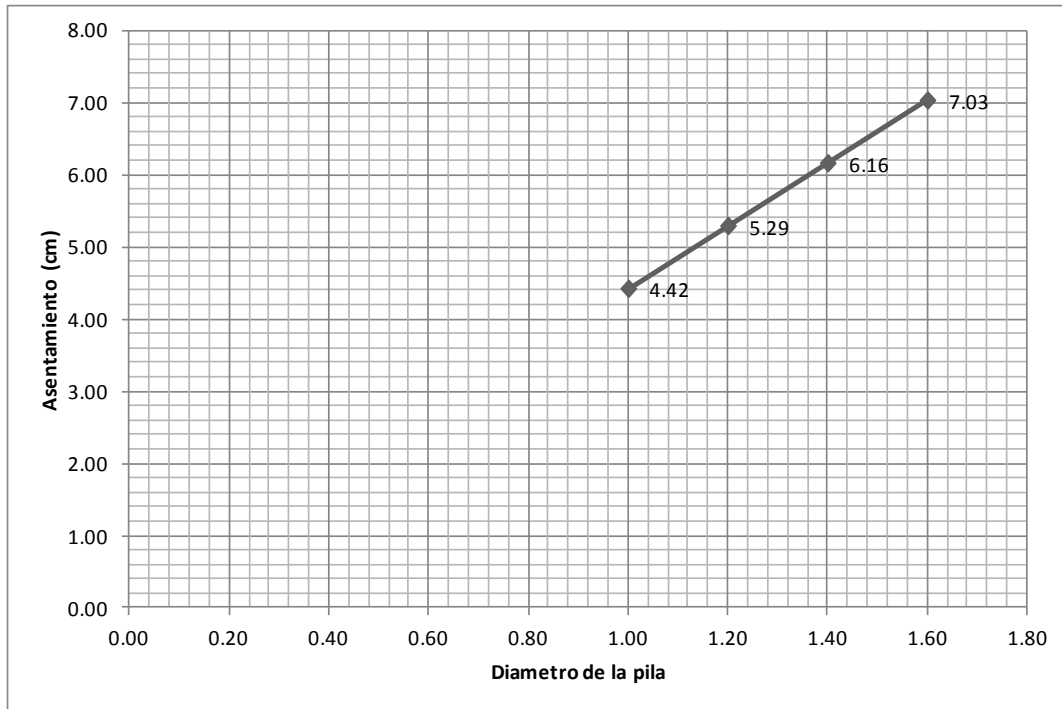
A_b = Área de la base de la pila, en (m²)

A_p = Área de la sección transversal de la pila, en (m²)

E_s = Módulo de elasticidad medio de los suelos de apoyo, en (ton/m²)

ν = Relación de poisson media de los suelos de apoyo

TABLA RESUMEN DE ASENTAMIENTOS PARA DIFERENTES DIÁMETROS EN LOS APOYOS EXTREMOS DEL PUENTE VEHICULAR



Los asentamientos inmediatos, generados por la compresión del suelo se presentarán durante la construcción de la estructura.

3.2.2. Análisis de Asentamientos para Pilas Centrales del Puente a 12 m. de profundidad.

Al transmitir el peso de la estructura al terreno de cimentación, se producirán en la superficie asentamientos inmediatos de tipo elásticos, cuyo valor se calculó utilizando la siguiente expresión:

$$S_t = \frac{\sum QL}{E_p * A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu^2)$$

Dónde:

$\sum Q$ = Combinación más desfavorable de cargas, en (ton)

L = Longitud total de la pila, en (m.)

E_p = Módulo de deformación de la pila, en (ton/m²)

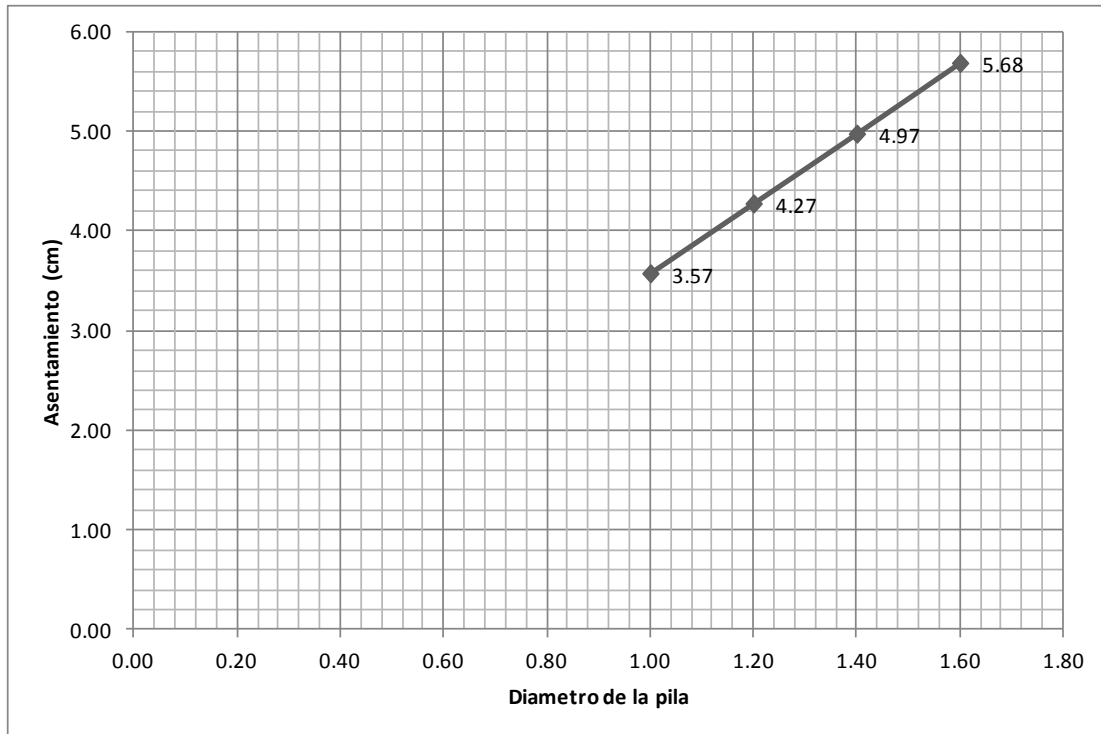
A_b = Área de la base de la pila, en (m²)

A_p = Área de la sección transversal de la pila, en (m²)

E_s = Módulo de elasticidad medio de los suelos de apoyo, en (ton/m²)

ν = Relación de poisson media de los suelos de apoyo

TABLA RESUMEN DE ASENTAMIENTOS PARA DIFERENTES DIÁMETROS EN EL APOYO CENTRAL DEL PUENTE VEHICULAR



Los asentamientos inmediatos, generados por la compresión del suelo se presentarán durante la construcción de la estructura.

3.2.3. Análisis de Asentamientos para Pilas Centrales del Puente a 14 m. de profundidad.

Al transmitir el peso de la estructura al terreno de cimentación, se producirán en la superficie asentamientos inmediatos de tipo elásticos, cuyo valor se calculó utilizando la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{\sum QL}{E_p * A_p} + 1.57 \frac{\sum Q}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu^2)$$

Dónde:

ΣQ = Combinación más desfavorable de cargas, en (ton)

L = Longitud total de la pila, en (m.)

E_p = Módulo de deformación de la pila, en (ton/m²)

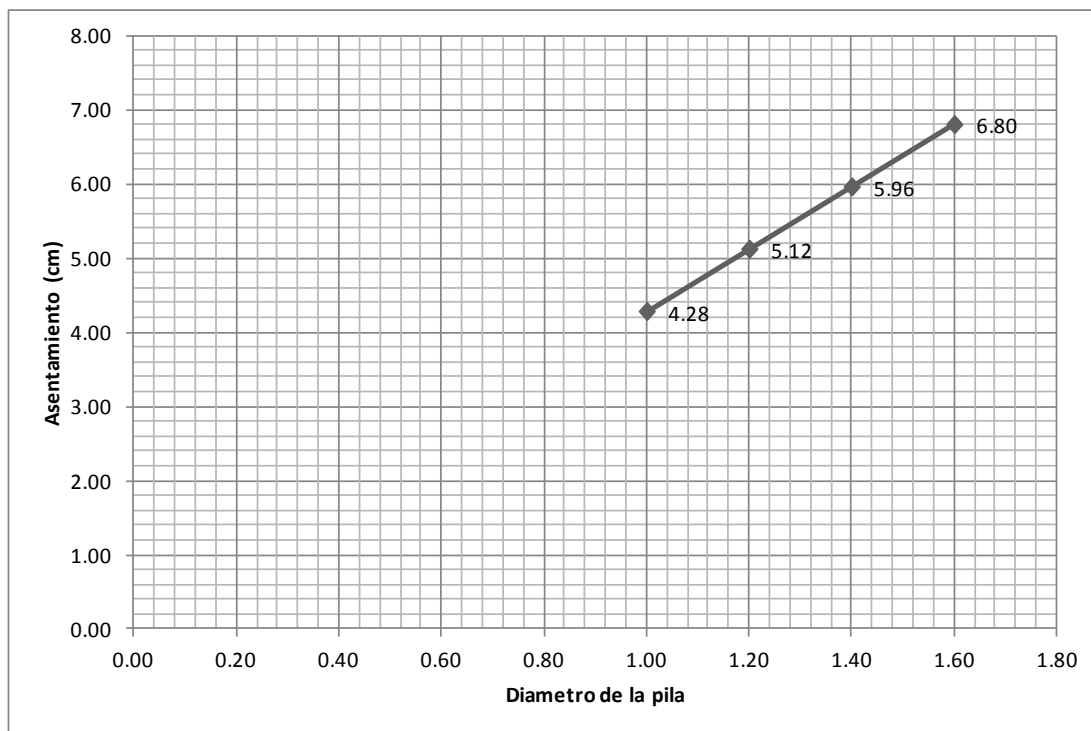
A_b = Área de la base de la pila, en (m²)

A_p = Área de la sección transversal de la pila, en (m²)

E_s = Módulo de elasticidad medio de los suelos de apoyo, en (ton/m²)

ν = Relación de poisson media de los suelos de apoyo

TABLA RESUMEN DE ASENTAMIENTOS PARA DIFERENTES DIÁMETROS EN EL APOYO CENTRAL DEL PUENTE VEHICULAR



Los asentamientos inmediatos, generados por la compresión del suelo se presentarán durante la construcción de la estructura.

3.3 Empuje Activo del Suelo de Relleno en el Respaldo de los Caballetes.

Los caballetes o muro de contención que pretendan construir en la zona de estribos o aproches, deben calcularse con los siguientes datos para resistir el empuje activo del suelo que está en función del coeficiente de presión activo, considerando solo la fracción crítica o friccionante de los suelos y los siguientes datos se tiene:

Peso volumétrico del suelo del relleno = 1.650 t/m^3

Angulo de fricción interna del suelo = 21°

Altura del muro de contención, $H = 3.00 \text{ m}$.

Coeficiente de presión activo, $K_A = \tan^2(45 - (\phi / 2)) = 0.47$

Empuje horizontal por metro lineal aplicado a un tercio de la base

$$E_H = (\gamma m * H^2/2) * K_A$$

$$E_H = 3.48 \text{ t-m}$$

El empuje horizontal por metro lineal del suelo aplicado a un tercio de la base del muro de contención o del caballete es del orden de 3.48 t-m, tomando una altura promedio de muro de $H = 3.00 \text{ m.}$, si esta altura varia, los empujes quedaran en función de la misma; este empuje horizontal se deberá incrementar por la influencia de empujes horizontales provocados por la vialidades cercanas, utilizando el mismo coeficiente de presión activa, $K_A = 0.47$

3.4 Empuje Horizontal por Sobrecarga.

Se considera una sobrecarga de 3.00 t/m^2 , por influencia de vialidades que actúan en el suelo situado atrás del estribo o hacia los bordes de la futura cimentación en general; en el estado activo la resultante de este empuje P_s , en toneladas por metro lineal de muro se calcula con la siguiente expresión:

$$P_s = q' * H * K_A$$

Sustituyendo los siguientes datos:

$$q' = 3.00 \text{ t/m}^2$$

H = altura del muro de contención = 3.00 m.

$K_A = 0.47$

Ps = 4.23 t-m

Este empuje actúa a la mitad de la distancia entre la parte superior y la base del muro.

3.5 Socavación General en el Cauce de Escurrimiento.

En la sección del cruce del puente con el cauce, el fondo del cauce está bien definido. Los materiales que se encuentran en el fondo del río son arenas limosas.

Obtenido el valor del gasto máximo circulante y la elevación del tirante máximo extraordinario en la sección de cruce, el cálculo de la socavación general en el cauce de escurrimiento, se estima utilizando la teoría de LISCHTVAN-LEVEDIEV; para determinar la profundidad de socavación en el cruce propuesto, se tomarán en cuenta los siguientes datos hidráulicos:

Sustituyendo los valores tenemos:

GASTO DE DISEÑO = 183.53 m³/seg.

VELOCIDAD REAL, Vr = 2.23 m./seg.

AREA HIDRÁULICA EFECTIVA = Q/Vr = 183.53/2.23 = 82.30 m²

ELEVACIÓN DEL NAME = 3.11 m.

ELEVACIÓN DEL FONDO DEL RÍO = -0.30 m.

TIRANTE MÁXIMO = 3.41 m.

ANCHO EFECTIVO DE LA SUPERFICIE DEL LÍQUIDO EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL, Be = 25.00 m. (aproximado en la zona de cruce)

TIRANTE MEDIO, Hm = Ah/Be = 82.30/25.00 = 3.29 m.

$\alpha = Qd/Hm^{1.667} * Be * \nu = 183.53 \text{ m}^3/\text{seg} / (3.29\text{m.}^{1.667}) * 25.0 \text{ m.} * 0.96$ (tabla A-3.4)

$\alpha = 1.05$

$\beta = 0.77$; VALOR OBTENIDO DE LA TABLA A-3.2, TOMANDO COMO PROBABILIDAD ANUAL EN UN 100 % DE QUE SE PRESENTE EL GASTO DE DISEÑO. (Frecuencia de retorno 100 años)

$1/1+x = 0.70$; VALOR OBTENIDO DE LA TABLA A-3.3, PARA SUELOS NO COHESIVOS Y CON UN TAMAÑO O DIÁMETRO NOMINAL DE PARTICULAS, $D_m = 0.16$ mm.

CALCULO:

$$H_s = \left(\frac{\alpha * H_o^{1.67}}{0.68 * \beta * D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

Sustituyendo valores en la expresión anterior se tiene:

$$H_s = \left(\frac{1.05 * 3.41^{1.667}}{0.68 * 0.77 * 0.16^{0.28}} \right)^{0.70}$$

Ho	Hs	Sg
0.10	0.16	0.06
1.00	2.33	1.33
1.50	3.74	2.24
2.50	6.79	4.29
3.41	9.75	6.34

La profundidad de socavación de acuerdo a los datos hidráulicos proporcionados y a la sección del cauce en estudio para la cota de elevación del fondo, es del orden de 6.34 m.; por lo que se considera socavación por estrechamiento y elevación del tirante, entendiéndose que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere la corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de reducción del área hidráulica y elevación del tirante en tiempo de crecientes en esa parte del cauce.

El arrastre de partículas se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y V_{c1} velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, lleguen a ser iguales, ($V_r = V_{c1}$, condición de equilibrio).

3.6 Módulo de Reacción Horizontal.

3.6.1 Módulo de Reacción Horizontal en los Apoyos Extremos del Punte.

En suelos predominantemente friccionantes usualmente se asume que el módulo de reacción horizontal crece linealmente con la profundidad.

Para tal caso, la variación de K_h a lo largo del pilote o la pila puede expresarse como:

$$K_h = n_h \left(\frac{z}{d} \right)$$

Donde:

n_h = coeficiente del módulo de reacción

z = profundidad

d = ancho o diámetro de la pila

Sustituyendo valores tenemos:

z (profundidad, m)	d (diámetro, m)	n_h (t/m ³)	k_h (t/m ³)
12.00	1.00	0.559	6.71
12.00	1.20	0.559	5.59
12.00	1.40	0.559	4.79
12.00	1.60	0.559	4.19

3.6.2 Módulo de Reacción Horizontal en el Apoyo Central del Puente.

En suelos predominantemente friccionantes usualmente se asume que el módulo de reacción horizontal crece linealmente con la profundidad.

Para tal caso, la variación de K_h a lo largo del pilote o la pila puede expresarse como:

$$K_h = n_h \left(\frac{z}{d} \right)$$

Donde:

n_h = coeficiente del módulo de reacción

z = profundidad

d = ancho o diámetro de la pila

Sustituyendo valores tenemos:

z (profundidad, m)	d (diámetro, m)	n_h (t/m ³)	k_h (t/m ³)
14.00	1.00	0.785	10.99
14.00	1.20	0.785	9.16
14.00	1.40	0.785	7.85
14.00	1.60	0.785	6.87

CAPÍTULO 4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1. Excavaciones

Deberá limpiarse el lugar de escombros y vegetación para seguir con el trazo y nivelación del predio, evitando apoyar la cimentación en rellenos heterogéneos sueltos con materia orgánica o en estratos de compacidad relativa suelta o consistencia relativa blanda.

La cimentación deberá desplantarse en estratos resistentes, para nuestro caso en el estrato de arenas limosas de color gris verdoso a una profundidad de 12 m., medidos a partir del nivel de terreno natural para los apoyos extremos del puente y a la profundidad que indique el ingeniero estructurista ya sea a 12 m., o a 14 m., de profundidad para el apoyo central del puente vehicular.

Deberá tenerse mucha atención que durante la excavación superficial para los enfoques no se tengan taludes expuestos por largos periodos de tiempo, para evitar que el material expuesto se intemperice por pérdida de contenido de agua.

Si fuera el caso de que se rebase la profundidad de desplante de los enfoques, se procederá a realizar rellenos estructurados, con suelo-cemento a razón del 2% de su peso volumétrico seco suelto, preferentemente el suelo será una arena limosa (SM) y compactados al 95 % de su peso volumétrico seco máximo.

Si fuera el caso de que la excavación se inundara de agua de lluvia, filtraciones o se encontrara el nivel de aguas freáticas, se procederá a realizar en la esquina de la excavación unos cárcamos de bombeo para retirar el agua del lugar y poder trabajar la cimentación en seco.

4.2. Pilas de Cimentación en los apoyos extremos del puente.

Previo a la construcción de las pilas de cimentación deberá definirse el nivel de la rasante del proyecto.

Deberá limpiarse el lugar de escombros y vegetación para seguir con el trazo y nivelación del predio.

La cimentación deberá desplantarse en estratos resistentes, para nuestro caso en el estrato de arenas limosas de color gris verdoso.

Para cada pila, se llevara un registro con detalles relevantes durante la construcción, incluyendo por lo menos información relativa a lo siguiente:

Fabricación

Se llevara un registro detallado de las pilas, que incluya la fecha de fabricación y visto bueno de la supervisión; las tolerancias de +/- 5 cm., con respecto a la longitud total de las pilas y de +/- 1 cm., en las dimensiones de la sección transversal y colocación del acero de refuerzo. El colado de tramos de pila se realizará a tope en un solo molde, numerando los tramos para garantizar su verticalidad durante el colado.

Control topográfico

Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas antes y después del colado, es decir, los de proyecto y los reales.

Equipo de perforación

Deberá utilizarse un equipo de perforación con la herramienta adecuada para garantizar la verticalidad del barreno, minimizar la alteración del suelo adyacente a la excavación, obtener una perforación limpia y conservar las dimensiones del proyecto en toda la profundidad, evitando la sobre excavación lateral y vertical del terreno.

Características de la perforación

La perforación será uniforme y regular en toda su longitud.

Apoyo de las pilas

El material suelto que se acumule en el fondo de la perforación se retirará en su totalidad empleando herramienta de limpieza adecuada (cuchara o air lift) para garantizar el apoyo adecuado de las pilas.

Acero de refuerzo

Una vez terminada la perforación se procederá de inmediato a la colocación del acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar un recubrimiento libre mínimo de 5 cm. entre paños de estribos y perforación.

Colado del concreto

Inmediatamente después de instalar el armado se iniciará la colocación del concreto bajo agua o lodo polimérico, utilizando tubo tremie, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 1.50 m., el revenimiento del concreto será de 14 +/- 3.5 cm.; por ningún motivo se interrumpirá la colocación del concreto hasta completar la pila en construcción. El colado se llevará hasta 40 cm.,

por arriba del nivel de desplante de cabezales, para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

Pruebas de integridad física

Con el propósito de verificar la calidad de la construcción durante el colado de las primeras pilas se realizarán pruebas para comprobar las dimensiones y homogeneidad en toda la longitud de los elementos de cimentación; estas pruebas son indirectas y se basan en las características de propagación y reflexión de una onda en un medio heterogéneo.

Liga Estructural

Se excavará el área de cimentación hasta la profundidad de desplante de los cabezales; en el fondo se colocará una plantilla de concreto de $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$ y de 5 cm., de espesor, posteriormente se demolerá el concreto contaminado de la parte superior de la pila o se continuará con la construcción del cabezal, ligando los armados de las pilas a los dados de cimentación.

4.3. Proceso Constructivo para Pilas coladas en el apoyo central del Puente.

Topografía.

La topografía inicia con la realización del levantamiento topo-batimétrico que servirá para establecer y trasladar las líneas y niveles de los planos. A los sitios donde se construirá la obra, ubicando las estructuras de cimentación.

Estos trabajos se efectúan con el empleo de aparatos y accesorios topográficos como son: estaciones totales, tránsito, niveles, ecosonda, prismas, balizas, cintas, estadales, boyas, etc.

Los trabajos de trazo y nivelación topográfica se realizarán durante todo el desarrollo de la obra, teniendo un control topográfico sistemático para ubicar correctamente las posiciones definitivas de las estructuras conforme al proyecto ejecutivo.

El trazo del punto se realiza con el apoyo de la topografía y lancha, marcando con boyas los puntos de referencia para ubicar el escantillón e hincar los zancos (lápices) de soporte. La plataforma de pontones que soporta la grúa y el escantillón, se coloca al pie del apoyo donde se perforarán las pilas. Posicionada la barcaza se fija con lápices que se lanzan a través de los portalápices incrustándose en el fondo marino. Posteriormente los lápices se hincan o penetran más en el fondo marino utilizando una grúa y un martinete ó vibrohincador. Para los desplazamientos de las barcasas y/ó plataformas será por medio de un remolcador y/ó lanchas.

Para el posicionamiento del escantillón en el apoyo por atacar, se montará sobre pontones flexi-float ó similar y se llevará hasta el punto previamente marcado con las boyas, una vez ahí se fijará al fondo marino por medio de los lápices que se lanzan e hincan en el fondo marino utilizando la grúa y el martinete o vibrohincador. Se colocan primero los lápices de los extremos opuestos para garantizar la alineación del escantillón y posteriormente se colocarán los otros dos. Los lápices contarán con marcas a cada metro para obtener la profundidad o nivel de penetración en el fondo marino.

Una vez en posición se procede a izar el escantillón con la grúa con la finalidad de retirar los pontones para posteriormente bajarlo a su posición final de trabajo, donde se fijará a los lápices por medio de pernos. Se deberá contar con accesos adecuados de las barcasas al escantillón (pasarela de acceso).

Colocado el escantillón se posicionan las guías pasarelas sobre éste, para realizar el afine topográfico, fijando éstas con soldadura en la posición final que marca el centro de cada pila de cimentación.

Izaje y Colocación de Pilote de Acero.

Es de tubo de acero y cuenta con una longitud de 15 m., misma que se ajustará durante el hincado de ademes, de acuerdo a la profundidad del lecho marino.

Se toma con las mordazas del vibrohincador y es colocado con una grúa en el escantillón metálico a través de las guías pasarelas que fueron previamente fijadas con topografía, bajándose hasta el nivel del lecho marino.

Se verifica la posición, ángulo horizontal y vertical del pilote de acero con topografía y nivel de gota. Una vez verificado se procede al hincado, activando el martillo vibrohincador PTC 30H-1 ó similar, se embona para obtener el mismo grado de inclinación para que al activar el martillo las cargas sean completamente axiales y no existan desplazamientos en dicho pilote. El hincado del mismo será hasta que de un rechazo adecuado y/ó hasta desplantar en un estrato firme, ver figura 7.

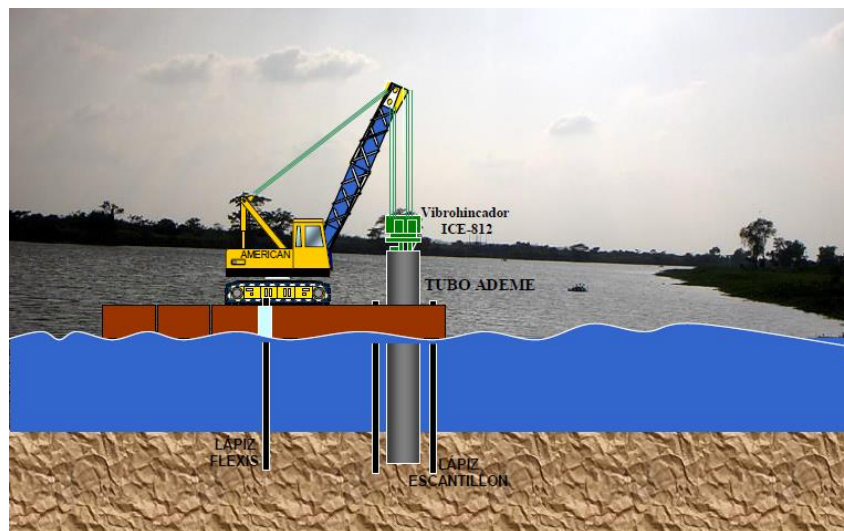


Figura 7, Hincado de Pilote Mixto (Tubo de Acero y Concreto).

Perforación de Pilas.

Para realizar la perforación se utiliza una perforadora rotaria utilizando el método convencional de perforación con barretón, broca espiral y/o bote de perforación utilizando uno u otro de acuerdo con las características del suelo encontrado durante la perforación, ver figura 8.

Se coloca el arreglo de pontones que traslada a la perforadora en donde se encuentra ya el escantillón con los ademes colocados, fijándola al lecho marino por medio del hincado de los lápices.

Una vez colocada la perforadora en el punto de perforación el operador nivela su pluma, dando así, el inicio de la perforación hasta el nivel de desplante de pilas, indicado previamente por topografía. La forma de medir la profundidad de perforación es apoyándose con el sistema electrónico de la perforadora que señala la profundidad del barreno, tomando como base las medidas de la longitud de la broca barrenadora y las extensiones que apoyan a la misma cuya longitud es conocida y/o por medio de una sonda que tiene calibrado su cable a cada metro.

La verticalidad del equipo de perforación, se controla continuamente utilizando el sistema electrónico y automatizado, que fija el mástil de manera vertical, también se puede corroborar su verticalidad utilizando triples de varilla con dos plomadas de hilo situadas perpendicularmente a 90° de la posición del eje del barreno a distancias adecuadamente de la máquina.

El tiempo que transcurra desde el término de la perforación, hasta el colocado de la pila, no debe ser mayor a 24 horas en ninguna circunstancia, en caso contrario, se debe de confirmar que no existió ningún caído a lo largo de la perforación y que continúe la longitud original de perforación, de lo contrario se tendrá que meter el equipo de perforación nuevamente para lograr las características antes mencionadas.

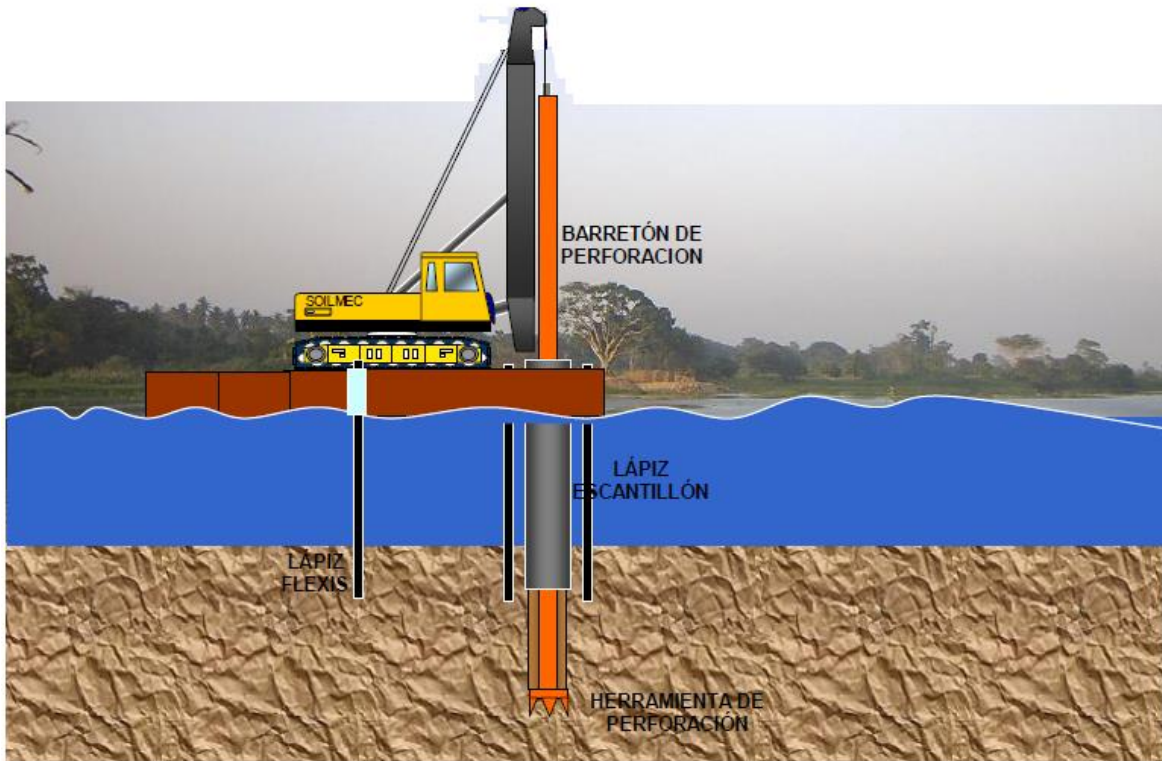


Figura 8, Perforación de Pilas con Barretón y herramienta de perforación.

Colocación de Tubo Espiroducto.

El tubo espiroducto es armado en longitudes de 15 m. Esta longitud se afina durante el transcurso de construcción de las pilas.

El izaje de éste se hace con una grúa y se coloca en la perforación previamente hecha y hasta una profundidad de por lo menos 0.5 m. por debajo del tubo ademe, fijándose el tubo espiroducto con el tubo ademe por medio de alambros, para evitar que se desplace más de lo requerido dentro de la perforación.

El espiroducto se sujeta e iza con eslingas de poliéster, para no maltratarlo y es colocado con la grúa en el interior de la camisa que fue previamente hincada, deslizándolo hasta depositarlo en el fondo de la perforación. Para bajar el espiroducto se le colocan separadores metálicos para que este quede concéntrico a la camisa de acero. Para realizar el hincado se embona el espiroducto con el gorro del martillo, verificando que este con el mismo grado de inclinación vertical y

horizontal del tubo, con la finalidad de que al activar éste, la energía de impacto se transmita de manera axial. El espiroducto se hinca con el vibrohincador y/o martillo de impacto hasta que se logra incrustar en subsuelo la longitud óptima para que no se tengan fugas de concreto por esa zona.

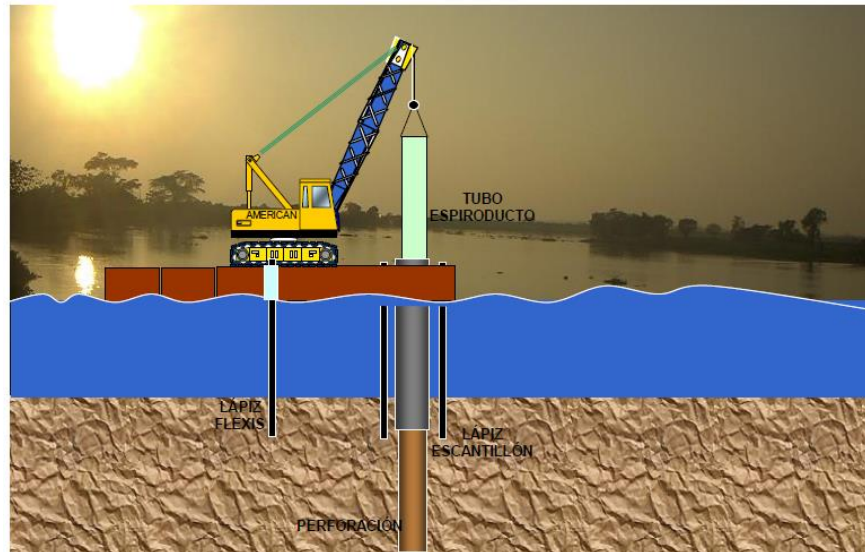


Figura 9, Colocación de Tubo Espiroducto.

Colocación de Armado de Acero.

Todo el acero de refuerzo solicitado para el refuerzo de las pilas de cimentación, debe tener a su recepción en obra, el certificado de calidad que ampare el resultado de las pruebas físicas y análisis químicos realizados por el proveedor, para la liberación de su producto en base a su clasificación y/o indicación particular del lote de material.

El acero de refuerzo virgen o habilitado colocado en el patio de almacenamiento no debe estar en contacto directo con la humedad o el piso, entre cada capa o estiba de acero de refuerzo se debe colocar separadores de varilla o polines de madera que impida que el acero no sufra deformaciones y que esté almacenado de acuerdo a su diámetro.

El habilitado se efectúa de acuerdo a lo indicado en las hojas de nomenclatura de los planos ejecutivos, así mismo tomando en cuenta las especificaciones particulares del proyecto y en caso necesario, los requerimientos de habilitado que sean aplicables y que estén señalados en los planos de construcción.

El acero de refuerzo que presente oxidación, escamas o una combinación de ambas será tratado mediante el cepillado a mano o por medios mecánicos, se considera satisfactorio el material si conserva sus dimensiones mínimas y no son menores que lo requerido por la norma, incluyendo las corrugaciones, además de conservar el peso especificado por metro lineal.

La colocación del acero de refuerzo se efectúa como lo indican los planos ejecutivos del proyecto, tomando en cuenta los traslapes establecidos según el diámetro de la varilla, los recubrimientos mínimos especificados, el armado de acero tendrá que estar perfectamente amarrado con alambre recocido, para que no permita la deformación y desviación del acero con el tránsito o traslado a su lugar de colocación.

En la cara exterior del armado de refuerzo, se le colocan separadores de concreto, plástico o acero (pollos), para garantizar el recubrimiento de concreto mínimo especificado.

El traslado del armado de refuerzo, del patio de habilitado al sitio donde será colocado (pila de cimentación), se realiza por medio de las plataformas remolcadas mediante vehículos marítimos.

Su izaje se realiza con una grúa que dependerá del peso y longitud de los armados, se coloca en la perforación hasta el nivel de proyecto indicado para cada una de las pilas, fijándolo al tubo ademe con ganchos de varilla de pulgada, con el fin de que no existan desplazamientos en el transcurso del lavado y colado de la pila, ver figura 10.

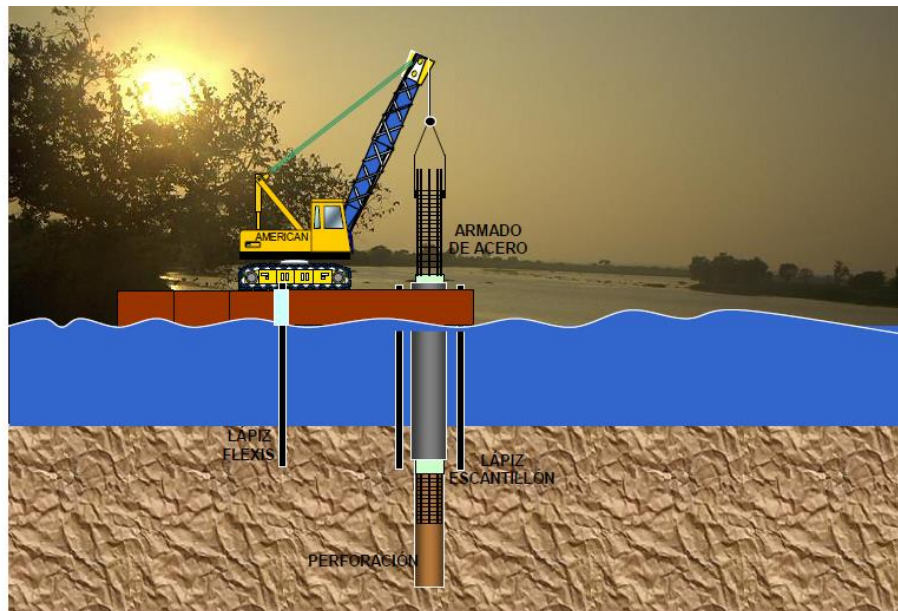


Figura 10, Colocación de Armado de Acero.

Lavado de Perforación.

Se realiza con el método de limpieza conocido como air-lift, utilizando la misma tubería de colado (Tremie), aplicándole el aire a presión por medio de un distribuidor de aire colocado en la parte inferior de la tubería, el cual actúa como una aspiradora que desaloja los residuos de perforación desde el fondo de la misma, a través de la tubería hasta la superficie, terminando el proceso hasta que el fluido desalojado no presente lodos o residuos de perforación.

Colado de Pilas.

Se realiza a un tiro directo (gravedad) o utilizando bomba/pluma desde tierra, ya que las ollas de concreto premezclado tienen acceso hasta la garganta de la tubería tremie colocada en la pila a colar, ver figura 11.

Para el vaciado en la pila se utiliza tubería tremie y cono de colado misma que se posiciona a una distancia de aproximadamente 0.50 m., del fondo de la excavación. Para evitar disgregación y/o contaminación del concreto con el agua, se coloca un

balón de colado (diablito) que quede justo al diámetro de la tubería, previo al inicio del vaciado de primera olla. Al iniciar la descarga del concreto en el cono de colado del tubo tremie, desplazando el balón y este a su vez el agua, hasta depositar el concreto en el fondo de la perforación. Debido al mayor peso específico del concreto, este desplaza el agua a la parte superior, de tal manera que se logra un desplazamiento continuo, manteniendo una sola superficie de contacto, que es la del primer volumen del concreto colocado. Es de gran importancia que durante el proceso de colado la tubería tremie permanezca siempre ahogada en el concreto, como mínimo 1.5 m., para evitar el riesgo de que esta se salga del concreto y se tenga una contaminación con el agua.

El suministro de concreto debe ser oportuno, con la finalidad de que en el interior del barreno se mantenga fluido durante el proceso de colado, evitando con esto riesgos de pérdida de revenimiento y por lo tanto dificultades en el correcto desplazamiento y acomodo en el interior del mismo. Es recomendable utilizar en el concreto aditivos fluidizantes o superfluidizantes retardantes de fraguado.

Una vez que el concreto se tiene al nivel de proyecto, y éste salga totalmente limpio, se procede de inmediato a extraer el total de la tubería tremie, para evitar que se fragüe el concreto en su interior.

Cabe mencionar que para que el concreto resista al ataque de sulfatos como es el caso de obras expuestas al agua del mar, al ambiente marino o a suelos y aguas con alto contenido de sulfatos, será necesario la utilización del Cemento Portland tipo RS, fabricado para ser utilizado especialmente en casos donde se requiera un concreto con una alta resistencia al ataque de sulfatos.

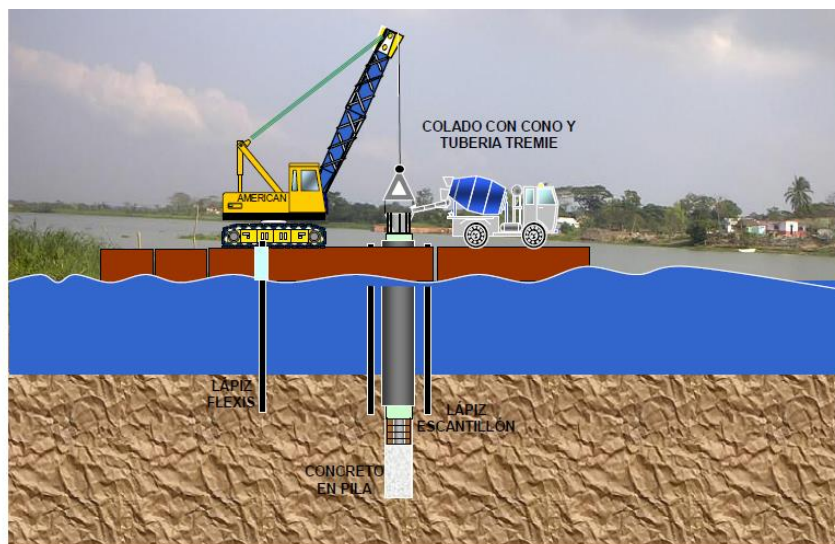


Figura 11, Colado de Pila a Tiro Directo y/o con Bomba.

Se recomiendan pilas mixtas (tubo de acero-concreto), para evitar que existan caídos en el interior del barreno y a su vez evitar que el concreto se disgregue, por tal razón se recomienda que el nivel del tubo de acero sea a nivel de desplante de la zapata y a su vez vaya ligado a las pilas.

Retiro de Escantillón ó Templete.

Una vez repetido el proceso anterior en cada una de las pilas, en una posición del escantillón, se procede a desarticular la escalera para retirar la estructura y poder ser utilizado en otro apoyo. Para el retiro del escantillón se estroba y sujeta con la grúa estructural, se extraen los pernos de fijación y se realiza el izaje de la estructura para apoyarla en los pontones flexifloat, para posteriormente retirar los lápices.

Recomendaciones de Seguridad

Es un requisito del Departamento de Seguridad, para la actividad que refiere este procedimiento, que el personal esté capacitado, especialmente sobre los riesgos los cuales se pueden enfrentar en la actividad que va a desarrollar, como también el

uso obligatorio de los elementos de protección personal. El acceso a esta área deberá ser restringido.

La zona de trabajo, se deberá mantener limpia, iluminada, libre de obstáculos, debidamente señalizada y en condiciones de seguridad.

PROCEDIMIENTO FOTOGRÁFICO.

PILAS DE CIMENTACIÓN "PUENTE OTAPA"



MOVILIZACIÓN Y PRELIMINARES.



PROCEDIMIENTO FOTOGRÁFICO PILAS DE CIMENTACIÓN



PRELIMINARES Y COLOCACIÓN DE ESCANTILLÓN.



COLOCACIÓN DE ESCANTILLÓN, ADEME Y PERFORACIÓN DE PILA.





COLOCACIÓN DE TUBO ESPIRODUCTO.



COLOCACIÓN DE ACERO DE REFUERZO.



LAVADO DE PERFORACIÓN Y ARMADO DE TUBERIA TREMIE.



COLOCACIÓN DE TUBERIA TREMIE Y TRASLADO DE CONCRETO.





COLOCACIÓN DE CONCRETO

CONCLUSIONES

El puente en estudio se cimenta mediante pilas de concreto reforzada debido a la recomendación y cálculo del ingeniero estructurista, las cuales se tomaron en cuenta debido a los estudios de mecánica de suelos y las condiciones del lugar mismas que se pusieron a consideración en el estudio correspondiente. Los puentes son importantes para la infraestructura de nuestro país, ya que son puntos medulares en una red vial para la transportación y desarrollo de los habitantes.

Los estudios de mecánica de suelos son importantes para definir el tipo de cimentación más apropiado para la estructura en estudio, el cual se determinó que fuera una cimentación profunda como anteriormente se mencionó.

Para la comunidad el beneficio del puente vehicular es muy significativo, ya que éste les proporcionará facilidad de locomoción y generará nuevas fuentes de empleo, y mejorará las condiciones sociales del lugar, en comercios, una mejor comunicación, mas infraestructura etc.

ANEXOS

I.- Reporte Fotográfico



Trabajos de perforación de tipo penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Trabajos de perforación de tipo penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Recuperación de muestras alteradas del sondeo de penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Recuperación de muestras alteradas del sondeo de penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Trabajos de perforación de tipo penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Trabajos de perforación de tipo penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Recuperación de muestras alteradas del sondeo de penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.



Recuperación de muestras alteradas del sondeo de penetración estándar para el diseño de la cimentación del Puente Barra Chaca Gorda.

BIBLIOGRAFÍA

INEGI, 1987, "Síntesis Geográfica, Nomenclátor y Anexo Cartográfico del Estado de Veracruz", Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática.

Romo M P y Ovando E, 1995, "Zonificación Geosísmica en México y sus Aplicación al Cálculo de Espectros de Diseño", Instituto de Ingeniería, UNAM.

Departamento del Distrito Federal, 1987, "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Cimentaciones", Gaceta Oficial del DDF, Quinta época No 40.

Holguín E, et al, 1992, "Diseño Geotécnico de Cimentaciones", Ediciones TGC Geotécnica.

Rico A, Del Castillo H, 1990, "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", Volumen 2, Editorial Limusa, México.

Trejo Moedano A, 1996, "Casos prácticos para el dictamen de estructuras dañadas por suelos expansivos", XVIII Reunión de Mecánica de Suelos, SMMS, Noviembre.

Manual de cimentaciones profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México D.F., 2001