

870115

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA 7
INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

24

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

" CIMENTACION DE PILAS SOBRE PILOTES COLADOS IN SITU "

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

Jesús Ramón Inzunza Ovalles

Guadalajara, Jal. , 29 de Abril de 1986.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CAPITULO 1 : INTRODUCCION.

I.1.- CLASIFICACION DE PILOTES.

Las cimentaciones sobre pilotes son empleadas en terrenos de baja resistencia, o bien cuando el terreno resistente se encuentra a gran profundidad y las cargas y sobrecargas que actúan sobre la estructura son muy importantes, o cuando los demás sistemas de cimentación resulten muy costosos por movimientos voluminosos de obra.

La utilización de pilotes para la cimentación de puentes, elimina el peligro de deslizamiento y socavación de las pilas. En presas, edificios, diques, muelles, etc., la cimentación por pilotes es de gran utilidad.

La clasificación de pilotes está basada al diseño y construcción de los mismos.

- A) SEGUN LA FORMA COMO TRASMITE LAS CARGAS AL SUBSUELO.
- B) SEGUN EL MATERIAL CON EL QUE ESTAN FABRICADOS.
- C) SEGUN SU PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

I.2.- SEGUN LA FORMA DE TRANSMISION DE CARGAS.

Los pilotes se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta, a estratos resistentes profundos o por fricción, al suelo que los rodea, y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o sismos, colocándose inclinados en éste último caso.

- A) PILOTES CON CARGAS VERTICALES.
 - 1.- PILOTES POR PUNTA.
 - 2.- PILOTES POR FRICCIÓN.
- B) PILOTES CON CARGAS HORIZONTALES.
 - 1.- PILOTES INCLINADOS.

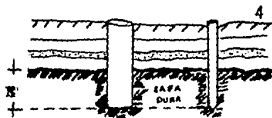
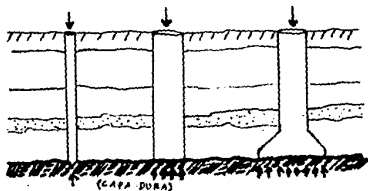
A1.- PILOTES POR PUNTA: Se utilizan cuando el estrato superficial es blando y compresible, incapaz de soportar cargas fuertes de la superestructura, y el estrato resistente se encuentra profundo.

Al descansar el pilote en dicho estrato, las cargas de la superestructura son transmitidas por el pilote directamente al estrato resistente anulando posibles movimientos diferenciales de la cimentación.

Es posible encontrar estratos con capacidad de carga aceptable para la colocación de un pilote, pero es recomendable penetrar más el pilote en el estrato, una profundidad de empotramiento. Cuando es roca, se debe asegurar el contacto.

El pilote hincado realiza una transmisión de carga puntual al estrato resistente, debido a su pequeño diámetro en su sección: $\phi = 60$ cm.

El pilote colado in situ con perforación previa, transmite las cargas en forma repartida al estrato resistente, en un área igual al de su sección transversal: 60 cm. $\leq \phi \leq 150$ cm., además tiene la ventaja de poder ensanchar su base, llamada "CAMEANA", proporcionando así mayor área de contacto.



PILOTES DE PUNTA.— Haciendo contacto con la capa dura, y empotrados una profundidad (E) en dicha capa.

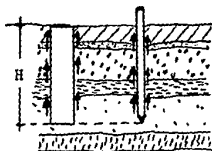
A2.— PILOTES POR FRICCIÓN: Son pilotes que transmiten las cargas al suelo que los rodea.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción está en función del área perimetral del pilote expuesta al terreno, así como las propiedades mecánicas del estrato o estratos donde se hincó el pilote, contando con un estudio físico y estratigráfico del suelo y estimar la profundidad aproximada de desplante (H). En la práctica, se desplanta el pilote hasta que el desplazamiento del mismo sea despreciable respecto al número de golpes. Para pilotes colados in situ, se sobrepasará la profundidad de desplante para asegurar la fricción requerida por la superestructura.

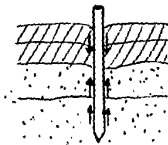
Este tipo de pilotes está sujeto a posibles asentamientos que puede sufrir con el paso del tiempo, aún cuando en el proceso de hincado se aceptara su funcionalidad los estratos que se lograran alterar así como excavaciones contiguas a la zona piloteada, pueden disminuir la capacidad de adherencia del suelo al pilote, sobrecargando los estratos profundos y peligrosando la fricción resistente del suelo.

También están sujetos a la fricción negativa que se puede presentar cuando en estratos superficiales que se consolidan por algún proceso, y disminuyen de volumen, estos estratos tienden a bajar a lo largo del fuste de los pilotes induciéndose esfuerzos que sobrecargan al pilote por colgarse el material circunvecino.

Los pilotes de fricción se utilizan en situaciones donde no existen estratos resistentes y las estructuras no son muy pesadas. También se utilizan como **PILOTES DE ANCLAJE** donde la capa superficial de arcilla expansiva es grande y no puede ser removida, incandose en un estrato estable para absorber los movimientos de expansión.



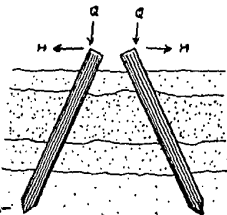
PILOTES DE FRICCIÓN.— Desplantados una profundidad (H), transmitiendo las cargas al terreno.



El.- PILOTES INCLINADOS: Los pilotes inclinados soportan mejor las cargas horizontales que transmiten las estructuras. La inclinación del pilote deberá ser de acuerdo con la dirección de la fuerza horizontal, para otorgar mayor resistencia a la acción de dicha fuerza.

Los pilotes inclinados también se utilizan para efectos sísmicos, donde su colocación se realiza con la inclinación en todas direcciones.

En el caso de pilotes colados in situ con diámetros mayores y colocados verticalmente, ocurre en el sismo que durante el fuerte movimiento del suelo, el vástago del pilote es forzado a moverse con la masa del suelo, y los desplazamientos diferenciales laterales que se producen en él, inducen fuerzas cortantes y momentos flexionantes en sus extremos y en el vástago mismo del pilote. Estas fuerzas se estiman para proporcionarle al pilote en conjunto con las cargas verticales, la resistencia y rigidez necesaria en su diseño y construcción.



1.3.- SEGUN EL MATERIAL CON EL QUE ESTAN FABRICADOS.

Los pilotes más comunes y conocidas están constituidos por diferentes clases de material, y su clasificación es la siguiente:

- A) PILOTES DE MADERA.
- B) PILOTES DE ACERO.
- C) PILOTES DE CONCRETO SIMPLE.
- D) PILOTES DE CONCRETO ARMADO.

A) PILOTES DE MADERA: Es la forma de pilotaje más antigua que existe pero han caído en desuso debido al desarrollo del pilote de concreto.

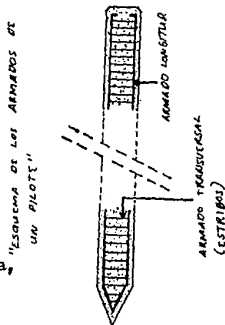
Su utilización se restringe a estructuras provisionales y embarcaderos pequeños, aprovechando la resistencia de la madera para soportar fuerzas de impacto.

Estos pilotes se limitan por la tendencia a la putrefacción en zonas cercanas al agua y caen en la poca duración. Su sección puede ser cuadrada o circular.

La cabeza del pilote debe cortarse perfectamente perpendicular al eje longitudinal para repartir uniformemente el esfuerzo del martinete, y se le provee de un zuncho metálico para evitar el astillamiento. Los pilotes más usuales son de 30 cm. de diámetro.

En terrenos muy resistentes se protege la punta con un revestimiento de acero.

Para éstos pilotes se emplea madera de encina, haya, olmo, abeto y pino.



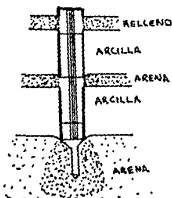
B) **PILOTES DE ACERO:** Pueden ser circulares, de perfiles laminados o perfiles estructurales, generalmente en "H".

Este tipo de pilotes están amenazados por la corrosión, por lo que es necesario protegerlos. A veces se utilizan revestimientos de concreto, pero el mejor medio de protección es la catódica.

Estos pilotes tienen la facilidad de acortarse o alargarse y pueden atravesar estratos duros con bores o roca alterada.

Los pilotes de viga "H" suelen resultar más económicos cuando se hincan para apoyo en el extremo sobre roca para grandes capacidades de carga. Los pilotes tubulares de extremo cerrado son más convenientes para el hincado en estratos densos de apoyo extremo sobre roca.

Los pilotes tubulares de extremo abierto para apoyo de extremo de roca para cargas muy grandes resultan costosos, además que el grueso de pared en pilotes laminados sea insuficiente para un hincado fuerte, y sufra plegado en la parte superior.



PILOTE TIPO MEGA CON PUNTA "T"

C) **PILOTES DE CONCRETO SIMPLE:** Pueden ser pilotes prefabricados o colados in situ.

Los pilotes prefabricados de concreto simple se denominan pilotes "MEGA", y consisten en secciones circulares o cuadradas de poca longitud, los cuales se hincan a presión. Los tramos están provistos de una perforación circular de 10 a 12 cm. en su centro.

Los pilotes colados in situ utilizando concreto simple, se recomiendan en zonas no sísmicas, y en estructuras donde trabajarán solo a compresión. El colado debe realizarse con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación de concreto.

El cemento empleado será portland normal o resistente a las sales, alcalía y silicatos del medio donde se hincarán.

D) PILOTES DE CONCRETO ARMADO: Son los pilotes más usuales y pueden ser prefabricados de concreto reforzado, presforzado o pretensado, y colados in situ.

Los pilotes de concreto reforzado se utilizan mucho para cimentar puentes, edificios, muelles, etc. Estos pilotes son piezas monolíticas de sección poligonal constante (cuadrados, hexagonales, octagonales, y circulares). El armado de los pilotes debe resistir los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes a que se someterá debido a las solitudes de la obra y del terreno donde se hincarán, y también el armado deberá resistir los esfuerzos a que se someterá en su transportación.

En el armado longitudinal se recomienda evitar traslapes que pueden producir la rotura del concreto durante el hincado, es mejor utilizar juntas soldadas.

1.4.- SEGUN EL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO:

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para la realización de pilotes. La característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; En suelos blandos los pilotes con desplazamiento pueden inducir disminución de la resistencia al corte por el remoldeo provocado, en tanto que en suelos granulares pueden generarse aumento de la capacidad relativa.

Los procedimientos constructivos en cuanto al equipo especializado que se utiliza, sus características y capacidades se eligen acorde al tamaño del pilote por construir y las condiciones topográficas, estratigráficas y de localización del sitio.

PILOTES CON DESPLAZAMIENTO:

Pilotes hincados a percusión;

Este procedimiento es el de uso más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto;

Pilotes hincados a presión;

Se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 m. de largo, con punta cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo en el hueco central. Estos pilotes se le denominan PILOTES GAMMA. El hincado se realiza a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocándo los tramos de pilotes.

Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto, se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto.

Este procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones, porque la reacción del sistema de carga, se soporta con el peso de la estructura y por ello se puede realizar en espacios verticales muy reducidos.

Pilotes hincados con vibración;

Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, formado por una carga elástica y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. Este pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote-vibrador-lastre. Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas.

Esta técnica se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentación antigua.

En el proyecto de este tipo de cimentación hay que tener en cuenta las posibles afectaciones que puede provocar en construcciones vecinas.

PILOTES CON POCO DESPLAZAMIENTO:

Pilotes hincados en perforación previa;

Todos los pilotes hincados descritos anteriormente en pilotes de desplazamiento, se transforman en pilotes de poco desplazamiento, si antes de hincarse se realiza una perforación previa, la cual puede requerir de lodos o bentonita para estabilizarse.

Esta técnica se utiliza cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones, cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado pudiendo dañarse estructuralmente o cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos pueden provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes ya hincados.

Pilotes hincados con chiflón;

Consiste en aplicar el efecto de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los efectos de impacto de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote. Adicionalmente se puede agragar aire a presión para facilitar la extracción de agua.

Pilote de área transversal pequeña;

Estos son pilotes de acero. Estos pilotes pueden ser de desplazamiento cuando por falta de control se forma un tapón de suelo cercano a la punta entre los patines, que avanza con el hincado.

PILOTES SIN DESPLAZAMIENTO:

Pilotes de concreto colado in situ;

Se clasifican éstos como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

De esta manera, el suelo adyacente al pilote no sufre cambio alguno, amoldándose éste a la cara del pilote, sin alterar las condiciones del suelo.

CAPITULO No. 2

ESTUDIOS DEL SUELO:

2.1.- EXPLORACION DEL SUBSUELO:

El programa de exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad, permeabilidad), a fin de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructura y la selección de métodos constructivos adecuados para su ejecución.

Para asegurar que se alcansarán los objetivos de la exploración geotécnica, los trabajos de campo los supervisará un ingeniero especialista en suelos, y su realización estará a cargo de una brigada de trabajadores entrenados para los trabajos de perforación y ejecución de muestreo de pruebas de campo.

La exploración geotécnica consta de dos etapas; la investigación preliminar y la investigación de detalle.

La investigación preliminar recopila la información geotécnica que existe en un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrán presentarse en la cimentación de una estructura de características y requerimientos conocidos.

Investigación geotécnica de detalle.

El ingeniero especialista en geotécnica deberá formular el programa de la investigación de detalle, para lo cual deberá considerar la aplicación de las técnicas y fundamentar su propuesta en la información de la investigación preliminar. Debe además tomar muy en cuenta que tratándose de cimentaciones con pilotes, las propiedades de los suelos se modifican en la vecindad del pilote, aunque se trate de un procedimiento constructivo de no desplazamiento como el de colado in situ, y que en el caso de pilotes que desplazan el volumen de suelo que ocupan, se induce mayor alteración y cambio estructurales al suelo vecino aún a varios diámetros de distancia. Por lo anterior, cuando se tiene la certeza de que la cimentación de la estructura se resolverá con pilotes, por tanto se propone que a la exploración geotécnica de detalle se ponga énfasis en las pruebas de campo como son, las de penetración estática con cono tipo eléctrico, de penetración estándar, de veleta y de presiómetro.

Levantamiento geológico:

Excepcionalmente se realiza éste tipo de levantamiento ya que usualmente la geología de la región donde se construirá la estructura ha sido estudiada anteriormente, o se considera que el recorrido de campo de la investigación preliminar proporciona la información geológica necesaria y suficiente para el diseño de la cimentación profunda de una estructura.

Los objetivos del levantamiento geológico son:

- 1.- Identificación de;
 - Litología
 - Estratigrafía
 - Estructuras
- 2.- Reconocimiento de discontinuidades;
 - Fallas
 - Fracturas y juntas
 - Estratificación
 - Cavernas o cavidades de disolución
- 3.- Identificación de fenómenos geodinámicos;
 - Externos: Taludes inestables
 - Zonas de alteración
 - Zonas de erosión

 - Internos: Fallas activas
 - Vulcanismo y sismicidad
 - Tectónica

Exploración geofísica:

Los métodos de exploración geofísica aplicables en geotécnica, se basan en la medición de la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistividad eléctrica de los suelos, y mediante su interpretación y correlación se deducen las características estratigráficas, posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas.

Estos métodos se utilizan para obtener información preliminar del subsuelo, para complementar la información geológica y reducir el número de sondeos.

METODO GEOSISMIGO DE REFRACCION TOTAL: Consiste en determinar el tiempo de arribo de las ondas longitudinales sísmicas generadas por una pequeña explosión o impacto, a geófonos captadores que envían su señal a un sismógrafo receptor; con ésta información se calcula la velocidad de propagación de las ondas.

La estratigrafía se determina con desarrollos basados en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos; para ello se han formulado soluciones para los casos que usualmente se presentan en práctica.

La predicción de la clasificación de los suelos y rocas, se

hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos.

El módulo elástico dinámico del medio, se estima considerando un valor probable de la relación de Poisson, relacionando las velocidades longitudinales de las ondas y las velocidades transversales de las mismas.

La principal aplicación de este método puede ser la de determinar la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa.

METODO DE RESISTIVIDAD ELECTRICA: Consiste en determinar la variación con la profundidad de las resistividades aparentes de un medio en que se ha inducido un campo eléctrico; el equipo consiste en una fuente de poder, voltímetro, amperímetro y cuatro electrodos.

Los resultados que se obtienen con éste método permiten:

- Definir la estratigrafía.
- Por correlación, clasificar los usos y rocas del sitio.
- Definir la posición del nivel freático.

La estratigrafía se define de la observación del diagrama de irresistividades que se obtiene de cada sección de observación.

La clasificación tentativa de los materiales se hace por comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos.

La posición del nivel freático se detecta fácilmente en la sección de isoresistividades.

2.2.- PRUEBAS DE CAMPO:

Las pruebas de campo se realizan a base de penetrómetros;

Los penetrómetros son conos o tubos de acero que se hincan a presión (estáticos) o con el impacto de una masa (dinámicos).

Permiten definir indirectamente la estratigrafía del sitio y la variación con la profundidad de la compacidad relativa y la resistencia al corte (drenada) de las arenas, así como la resistencia no drenada de las arcillas. Con el penetrómetro estándar se recuperan además muestras alteradas que permiten definir confiablemente la estratigrafía.

En la exploración de un sitio, los penetrómetros se emplean de acuerdo a tres criterios de aplicación:

- 1) Como instrumento de exploración, para definir la estratigrafía y facilitar con ello la selección de los muestreadores de suelo que deberán emplearse.
- 2) Para disminuir el costo de realización de sondeos complementarios para cubrir un área grande.
- 3) Como técnica única de exploración en proyectos de bajo costo que no puedan justificar sondeos de muestreo, o en casos donde la información obtenida es insuficiente.

Los penetrómetros más usados son:

Los penetrómetros Estáticos son; el cono holandés mecánico y el cono holandés eléctrico.

Los penetrómetros Dinámicos son; El penetrómetro estándar, el cono simple y el penetrómetro SERMES.

Penetrómetro de cono holandés mecánico es de 3.6 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque. Es recomendable para arena, limo y arcilla. Se obtiene la variación de la resistencia de punta (q_c) y de fricción (f_g) que se genera durante su hincado en tramos de 20 cm. Se hinca a presión con la ayuda de un sistema de carga hidráulica.

Es una prueba precisa pero debe correlacionarse con pruebas de laboratorio.

Penetrómetro de cono holandés eléctrico, con 3.6 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque. Es recomendable en arena, limo y arcilla. Se obtiene la variación de la resistencia de punta y de fricción con mayor precisión que el cono mecánico.

Penetrómetro estándar de 5.1 cm de diámetro exterior y 3.6 cm de diámetro interior (SPT). Es recomendable para arena, arcilla dura y arcilla media, inaceptable para arcilla blanda.

Se obtienen muestras alteradas a cualquier profundidad y el número de golpes para su hincado. Se hinca a percusión con el impacto de una masa de 64 kg que se deja caer de una altura de 75 cm de energía.

Es una prueba de poca precisión pero es probablemente el más utilizado porque se obtienen numerosas correlaciones con las propiedades y comportamiento de los suelos.

Penetrómetro de cono simple hincado a percusión, de 5.1 cm de diámetro y 60° de ataque. Es recomendable para arena y grava, inaceptable para arcilla. Se obtiene la variación de penetración del hincado respecto al número de golpes.

Es la única prueba que puede proporcionar resultados en suelos con alto contenido de gravas.

Penetrómetro SERMES; de 7 cm de diámetro y 90° de ángulo de ataque. Es recomendable en suelos de arena con poca grava, y aceptable para arcilla dura. Se obtiene el número de golpes necesarios para hincarlo 10 cm.. Se hinca a percusión con una masa de 30, 60 o 90 kgs. que la levanta un mecanismo neumático para dejarla caer una altura de 40 cm.. Este sistema tiene poco uso.

2.3.- CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS:

La importancia del conocimiento del suelo es fundamental, y se logra obteniendo los resultados de sus características, para establecer el futuro comportamiento del suelo al aplicarle cargas.

Estas características del suelo son:

A) PESO VOLUMETRICO:

El peso volumétrico de un suelo, es el peso que registra en una unidad de volumen (Kg/m^3). Este dato se obtiene para cualquier material en diferentes estados físicos. El peso volumétrico seco suelto es cuando el volumen de agua contenida pasa a ocuparlo el material, y se logra mediante una muestra introducida al horno para su secado, la cual sufre una reducción de volumen.

El peso volumétrico tiene aplicaciones para convertir cantidades de material pesado a cantidades volumétricas o viceversa.

B) DENSIDAD:

La densidad "absoluta" de un cuerpo es la cantidad de masa contenida en una unidad de volumen excluyendo los vacíos posibles que se pueden presentar. Se expresa en gramos-masa por centímetros cúbicos.

La densidad relativa de un sólido es la relación de su densidad a la densidad absoluta del agua destilada a 4°C ., donde dicha densidad absoluta del agua es de $1 \text{ gr}/\text{cm}^3$.

C) ABSORCION:

Es la propiedad que tienen los materiales para atrapar agua del medio que los rodea, y su intensidad está basada en la cantidad de agua atrapada por unidad de tiempo. Una muestra se coloca en un recipiente de agua durante 24 horas, luego se extrae y se coloca en el horno para su secado y se vuelve a pesar, obteniendo así el porcentaje de absorción del material, por la fórmula:

$$\%A = \frac{(\text{Peso de la muestra con agua}) - (\text{Peso seco})}{\text{Peso seco}} (100)$$

D) GRANULOMETRIA:

La granulometría es la determinación de los porcentajes de los diversos tamaños de las partículas que constituyen un suelo. Proporciona datos importantes que deben tomarse en cuenta en las estimaciones de capacidades de cargas de los estratos que intervienen en el diseño de cimentaciones profundas o superficiales.

Para clasificar por tamaños las partículas gruesas, se realiza el proceso de tamizado, y para partículas muy finas difíciles de emplear el tamizado se utiliza la sedimentación.

El tamizado se realiza con diferentes tamaños de mallas, las cuales dejan pasar material de tamaño igual o menor de la malla y retiene material mayor a la malla.

Las características granulométricas de un suelo pueden expresarse por un término numérico indicando algún tamaño de grano y del grado de uniformidad, o por medio de nombre o símbolo del material predominante.

Un material bien graduado debe cumplir la condición de que el coeficiente de uniformidad sea mayor de 4 para gravas y mayor de 6 para arenas, con el coeficiente de curvatura entre 1 y 3.

El método de sedimentación proporciona la composición granulométrica de las partículas menores de 0.2 mm.. Un procedimiento muy usual es el método de la pipeta, el cual utiliza un recipiente cilíndrico de 55 cm de alto y 5,08 cm de diámetro, introduciendo 50 gramos de material fino para después llenarse hasta la marca de 1000 c.c. de agua. Luego se agita 1 minuto y se coloca fuera de los rayos solares o fuentes de calor. A los 9 minutos de reposo se quita el tapón de drenaje para extraer 100 c.c. de suspensión y se seca en horno para pesar la muestra seca, y dividirla entre la cantidad total de la muestra para obtener el porcentaje de finos.

E) ESTRUCTURA:

Los suelos están formados por una gran cantidad de elementos de composición mineralógica de diversos tamaños y formas que proporcionan la estructura del suelo debido a la distribución y orden de las partículas.

La estructura de los suelos se distinguen en tres tipos:

-Estructura granular.- Son partículas enlazadas por gravedad que descansan por contacto entre ellas. Esta estructura está presente en gravas y arenas.

-ESTRUCTURA Apanalada.- Se presenta en suelos limosos que fueron depositados en agua arreglándose las partículas unas con otras formando arcos con espacios grandes como los de panales de abeja.

-Estructura floculenta.- Se presentan en partículas muy finas de arcilla formando flóculos antes de la sedimentación. El agrupamiento de flóculos es debido a las atracciones de carga eléctrica opuestas.

Tanto la estructura apanalada como la floculenta presentan una capacidad de carga alta en estado inalterable, pero los procedimientos de pilotaje alteran dicha resistencia.

2.4.- ENSAYES DE LABORATORIO:

El estudio de laboratorio debe obtener; la clasificación de los suelos encontrados y los parámetros de resistencia y deformabilidad para el diseño de una cimentación. Para éstos efectos se realizan las pruebas índice y mecánicas siguientes;

- PRUEBAS INDICE: -Granulometría
- Contenido de agua
- Límites de consistencia
- Densidad de sólidos
- Peso volumétrico

-PRUEBAS MECANICAS:

- Resist. al esf. cortante:
 - Compresión triaxial
 - Compresión no confinada
 - Corte directo
 - Torcómetro
- Deformabilidad:
 - Compresibilidad
 - Expansividad

Las condiciones de prueba deben reproducir los estados de esfuerzo y estados de drenaje que se generarán por las condiciones de la estructura, y se estudiarán muestras adecuadas para obtener los parámetros que influyen en el diseño.

SUELOS COHESIVOS:

La obtención de los parámetros de resistencia al corte de suelos cohesivos depende del criterio de diseño utilizado.

A) Criterio de esfuerzos totales; Donde la adherencia suelo-pilote se considera una fracción de la resistencia al corte no drenada del suelo C_u . Para evaluar C_u , se recomienda realizar una prueba triaxial no consolidada no drenada, que presenta las siguientes ventajas:

- Se reduce la influencia de fisuras presentes en el espécimen.
- Se induce en el espécimen un estado de esfuerzo mas uniforme que el de la prueba de corte directo, lo cual facilita su interpretación.
- Se disminuye la influencia de pequeñas heterogeneidades de la muestra.

B) Criterio de esfuerzos efectivos; Para el diseño deben determinarse la cohesión C , y el ángulo de fricción interna ϕ , del suelo en términos de esfuerzo efectivos. La determinación de C y ϕ , se hacen a partir de resultados de pruebas triaxiales consolidadas drenadas y consolidadas no drenadas con medición de presión de poro. Alternativamente, puede usarse la prueba

de corte directo, que permite utilizar especímenes de poco espesor.

COMPRESIBILIDAD: La magnitud de asentamiento que sufrirá una estructura, y su variación con el tiempo, puede estimarse a partir del resultado de pruebas de consolidación unidimensional en especímenes obtenidos de una muestra inalterada.

El número de pruebas debe determinarse atendiendo a la estratigrafía y a la profundidad de influencia dentro de la que el grupo de pilotes modificará significativamente el estado de esfuerzos.

La magnitud de los asentamientos puede calcularse con precisión aceptable en suelos en que la consolidación secundaria no sea importante.

La variación estimada de los asentamientos, con el tiempo resulta imprecisa debido a las diferencias de las características reales del suelo.

SUELOS GRANULARES:

Tratándose de arena y grava, la capacidad de carga por punta y por fricción lateral, dependen de la magnitud del ángulo de fricción (ϕ), del suelo en términos de esfuerzos efectivos, determinados en pruebas triaxiales consolidadas drenadas.

Para determinar la capacidad de carga por punta, se requiere determinar el factor de capacidad de carga (N_q), que es función del ángulo (ϕ) de fricción del índice de rigidez (I_r), del módulo de deformabilidad (E) del suelo, y de la relación de Poisson del material.

Para determinar la capacidad de carga por fricción, es necesario conocer el ángulo de fricción interna del suelo (ϕ), a lo largo del fuste del pilote antes de la instalación.

Los valores correspondientes se estiman a partir de la relación empírica entre (ϕ) y el número de golpes (N), obtenidos de la prueba de penetración estándar (SPT).

La deformabilidad a largo plazo de los suelos granulares pueden considerarse prácticamente despreciables para los niveles de esfuerzos de trabajo usuales.

Además, las deformaciones inducidas ocurren inmediatamente por la aplicación de la carga.

No se acostumbra por lo tanto, efectuar en el laboratorio, pruebas para determinar los parámetros de deformabilidad de las arenas.

CAPITULO No. 3.

DISEÑO DE PILOTES COLADOS IN SITU.

3.1.- INTRODUCCION:

Para apoyar estructuras donde las capacidades de carga de estratos superficiales no cubren por medios económicos las cargas y efectos a que se someterán, el uso de cimentaciones profundas es el más apropiado para solucionar éste y otros problemas de cimentación.

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cuál se define la profundidad de desplante, las dimensiones de los elementos elegidos, se recomiendan los procedimientos constructivos y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Conviene tener presente durante el diseño de una cimentación, que se pueden cometer errores tales como; cargas mal supuestas, condiciones diferentes del suelo respecto a las previstas en el diseño, y tomar en cuenta la realización de la cimentación con defectos constructivos.

La capacidad de carga de una cimentación profunda se puede decir que depende de la resistencia al corte del suelo en el cuál se desplanta, y de la transferencia de cargas al suelo que lo rodea.

En los casos donde los sondeos muestren la presencia de roca ó un estrato duro bien definido que esté a una profundidad económicamente aceptable, será admisible transmitir la carga con elementos trabajando por punta, cuya longitud puede determinarse con precisión.

3.2.- CIMENTACIONES PROFUNDAS EN ROCA.-

Las cimentaciones profundas apoyadas o empotradas en roca son capaces de soportar grandes cargas. En el procedimiento constructivo de pilotes colados in situ, se puede conocer el área de contacto con la roca por inspección visual, y la capacidad de carga se puede evaluar fácilmente.

La capacidad de carga se deriva de la resistencia por punta únicamente en la construcción de pilotes desplantados en roca. Esta hipótesis puede ser conservadora, independientemente del proceso de construcción sin embargo, si el fondo de la escavación no se limpia adecuadamente, la capacidad de carga se desarrollará después de que ocurran asentamientos debidos a -

la expulsión o compresión del lodo o azolve dejado en el fondo de la perforación. A parte, la capacidad de carga es afectada por la adherencia entre el concreto y la roca a lo largo del área de contacto.

La capacidad de carga para pilotes apoyados en roca deriva tanto de la resistencia por punta como de la adherencia lateral que puede existir en pilotes empotrados una cierta longitud dentro del lecho rocoso.

Quando la capacidad de carga se genera en la punta del pilote, se puede calcular como función de la resistencia al corte de la roca de la siguiente manera:

$$q_a = (q_u)_c (k_{sp}) (d)$$

en la que

$$d = 0.8 + 0.2 H_B / B^2$$

siendo: q_a = capacidad de carga permisible ton/m^2

$(q_u)_c$ = resistencia a la compresión no confinada promedio del núcleo de roca, ton/m^2 .

k_{sp} = coeficiente empírico que depende del espaciamiento de discontinuidades de la roca.

d = factor de profundidad

H_B = profundidad de empotramiento en la roca, m.

B = diámetro de la cavidad, m.

ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES:	K_{sp}
mayores de 3mts. en promedio	0.4
entre 1 y 3mts. en promedio	0.25
entre 0.3 y 1mt. en promedio	0.1

Esta solución no debe aplicarse en pilotes apoyados en rocas blandas como las lutitas.

La capacidad de carga por adherencia entre concreto y roca es transmitida lateralmente a lo largo de la longitud empotrada en roca, donde:

$$Q_a = \pi (B) (H_s) (t-a)$$

Q_a = capacidad de carga permisible, ton

B = diámetro de la pila, m

H_s = profundidad de empotramiento de la roca sana, m

a = resistencia permisible por adherencia entre concreto y roca, ton/m^2

a es función de la calidad de la superficie de contacto expuesta por la excavación, y varía usualmente entre 70 y 210 Ton/M².

Los asentamientos elásticos en rocas sanas, generalmente son muy pequeños y se pueden despreciar.

3.3. CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS GRANULARES.-

En los siguientes párrafos se presentan criterios de diseño para pilotes apoyados en suelos granulares, tales como gravas, arenas y limos no cohesivos. Estos métodos se aplicarán únicamente a depósitos homogéneos en los que los suelos granulares están subyacidos por materiales más competentes, y dichos suelos granulares se extienden hasta una profundidad apreciable por debajo del extremo inferior del cimiento, o a depósitos estratificados donde se aprecie una continuidad de compacidades.

Los pilotes en suelos granulares derivan su capacidad de carga tanto de la resistencia por punta, como de la fricción lateral a lo largo del fuste. La proporción con la que éstas dos componentes contribuyen a la capacidad total del elemento, es función esencialmente de la compacidad, del nivel de esfuerzos, y de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, así como de las características del pilote.

CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN LA PENETRACION ESTANDAR.-

La capacidad de carga última de un pilote individual en suelos granulares, se puede determinar a partir de los resultados de la prueba de penetración estándar, aplicando la siguiente expresión:

$$Q_u = 40 N A_p + 0.2 \bar{N} A_s$$

donde; Q_u = Carga última del pilote, Ton.

N = Número de golpes promedio a la elevación de la punta del pilote, No. de golpes/30 cm.

A_p = Area de la sección transversal de la punta del pilote, M².

\bar{N} = Número de golpes promedio a lo largo del fuste del pilote, No. de golpes/30 cm.

A_s = Area de la superficie lateral del fuste del pilote, M².

La prueba de penetración estándar está sujeta a errores, - por lo que es necesario emplear un factor de seguridad de 4, - para definir la capacidad de carga permisible del pilote.

La capacidad de carga permisible de un pilote en suelo -- granular se determina mediante el parámetro de resistencia - al corte ϕ (ángulo de fricción efectiva del suelo). En el -- análisis de capacidad de carga intervienen dos componentes de la capacidad de soporte; la carga por punta Q_p y la carga por fricción lateral Q_s , calculándose en forma separada y sumán - do los resultados para obtener la capacidad de carga total:

$$Q = Q_p + Q_s = q_p A_p + f_s A_s$$

A_p = Área de contacto de la punta del pilote.

A_s = Área lateral del fuste del pilote.

q_p = resistencia última por punta.

f_s = resistencia última por fricción lateral del pilote.

Los esfuerzos dependen de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos, de la forma, tamaño y --- propiedades del material del pilote y de su procedimiento constructivo.

La resistencia por punta de pilotes en arena homogénea es proporcional a la presión vertical inicial efectiva, al nivel de la punta del elemento:

$$q_p = P_o N_q$$

q_p = resistencia última por punta.

P_o = Presión inicial vertical efectiva.

N_q = Factor de capacidad de carga, para una cimentación circular o cuadrada, relación hecha por MEYERHOF con el ángulo de fricción interna ϕ .

La fricción lateral f_s se estima en forma similar a la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo. Para arenas homogéneas, ésto implica la suposición de que f_s debe resultar proporcional a la presión por - sobrecarga efectiva promedio p_s a lo largo de la superficie - lateral:

$$f_s = k_s p_s \tan \delta$$

donde k_s representa el coeficiente de fricción lateral (va - lor promedio del coeficiente de empuje de tierra sobre el fue - ste) y $\tan \delta$ el coeficiente de fricción entre el material del pilote y la arena.

Se presentan valores de k_s y δ propuestos por Broms para - pilotes hincados. Estos valores toman en cuenta la compactación inducida durante la instalación del pilote; por ello, -- cuando se trate de pilas, deberán modificarse dependiendo de las características y control del procedimiento constructivo.

Se recomienda verificar el valor de $k_B \tan \phi$ con pruebas de carga.

MATERIAL DEL PILOTE	(Ks) EN ARENA SUELTA	(Ks) EN ARENA DENSA.	ϕ
CONCRETO	1.0	2.0	$3/4 \phi$
ACERO	0.5	1.0	20°

Como la teoría convencional de capacidad de carga está limitada a elementos cortos de longitud igual o menor de 15 a 20 diámetros, se han realizado experimentos a escala natural y - observaciones de campo que demuestran que las relaciones teóricas antes descritas son válidas sólo cuando la punta del pilote está arriba de una cierta profundidad crítica (D_c). Abajo de esta profundidad, tanto la resistencia por punta como la fricción lateral promedio alcanzan a sintóticamente valores - últimos que permanecen constantes en un depósito homogéneo de arena, debido a efectos de compresibilidad del suelo, rotura de granos, arqueo y otros factores; o sea, abajo de la profundidad crítica la capacidad de carga es independientemente de la presión por sobre carga efectiva y sólo depende de las propiedades mecánicas de la arena.

En la mayor parte de los casos, la relación D_c/B varía entre 7 para $\phi = 30^\circ$ y 22 para $\phi = 45^\circ$.

La capacidad de carga permisible por punta para un pilote individual de diámetro B y longitud L_p se calcula como sigue;

Para $L_p < D_c$; $Q_a = (1/3) (q_p (\pi B^2 / 4) + (f_s / 2) \pi B L_p)$
donde q_p y f_s se calculan a la profundidad L_p .

para $L_p > D_c$: $Q_a = (1/3) (q_p (\pi B^2 / 4) + (f_s / 2) \pi B D_c + f_s \pi B (L_p - D_c))$.

donde q_p y f_s se calculan a la profundidad crítica D_c .

El asentamiento de cimientos colados en el lugar se debe a dos causas principales: la compresión de azolves depositados en el fondo del pozo antes del colado, y la deformación del suelo cercano a la punta del pilote, donde éste último ocurre en forma inmediata.

3.4.- CIMENTACIONES PROFUNDAS EN SUELOS COHESIVOS:

Cuando se construye un pilote en arcilla saturada o limo plástico de consistencia uniforme, y su punta no descansa en un es-

trato duro, la capacidad de carga del pilote generalmente se deriva de la fricción lateral o adherencia a lo largo de su fuste. Sin embargo, en arcillas muy duras se puede llegar a obtener una resistencia apreciable en la punta, que puede representar la capacidad de carga total del pilote.

Para evaluar la capacidad de carga de pilotes en arcilla, es aplicar como base la resistencia al corte no drenada de la arcilla (C_u).

Un pilote en una arcilla cuya resistencia al corte no drenada es mayor de 10 ton/m^2 , deriva su capacidad de carga casi totalmente de la adherencia o fricción lateral.

La capacidad de carga última (Q_u), se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_u = A_s (t_s)p$$

donde; A_s = área lateral del fuste del pilote, m^2

$(t_s)p$ = fricción lateral efectiva promedio a lo largo del fuste, ton/m^2 .

El valor promedio del t_s se calcula a partir de los valores de la fricción lateral determinados a distintas profundidades a lo largo del fuste del pilote, suponiendo que;

$$t_s = p_o K_o \tan \phi$$

P_o = Presión efectiva por sobrecarga a la profundidad considerada.

K_o = Coeficiente de empuje de tierra en reposo.

Este método implica conocer K_o y ϕ , siendo parámetros difíciles de determinar. Sin embargo, resultados disponibles de pruebas indican que, para arcillas con C_u menor de 10 ton/m^2 , poco preconsolidadas, el factor $K_o \tan \phi$ varía entre 0.25 y 0.40.

Para fines de diseño, se puede usar un valor típico de 0.3 por lo que:

$$t_s = 0.3 P_o$$

Para obtener la capacidad de carga permisible del pilote, se recomienda usar un factor de seguridad mínimo de 3.

Un pilote en arcilla que tenga una resistencia al corte no drenada mayor de 10 ton/m^2 , deriva su capacidad de carga tanto de la adherencia o fricción lateral como de la resistencia por punta.

La componente de resistencia por punta se puede calcular con alguno de los métodos convencionales para cimientos superficiales en arcilla.

Se considera que los pilotes trabajan aislados cuando el espaciamiento entre ellos es mayor de 7 diámetros y su cabeza no está en contacto con el suelo. Las escasas observaciones de campo indican que el asentamiento se produce principalmente por

deformaciones locales por cortante a lo largo del fuste del pilote, en vez de asentamientos debidos a consolidación ; por ello en éste caso se recomienda basar el análisis de asentamiento en pruebas de cargas.

FRICCIÓN NEGATIVA EN ARCILLA: Un depósito de arcilla sometido a un proceso de consolidación, induce fuerzas de arrastre sobre los pilotes que tienden a reducir su capacidad de carga.

Al fenómeno se la conoce como fricción negativa, y se presenta cuando el depósito está sujeto a alguna de las siguientes condiciones:

- Sufre abatimientos piezométricos debidos a la extracción de agua.
- Soporta rellenos recientes y otras estructuras que sobrecargan la superficie.
- Se presenta reconsolidación de la arcilla que se remoldea alrededor de los pilotes.

La fricción negativa es máxima en arcilla con sensibilidad mayor de 3, que se consolidan después de remoldearse; en éste caso todo el peso de materiales compresibles entre los pilotes de un grupo, se debe considerar como arrastre. En arcillas con una sensibilidad de menos de 2 o 3, la consolidación posterior al remoldeo provocada por la perforación, resulta pequeña.

La fricción negativa se convierte en un problema de capacidad de carga sólo en el caso de un pilote que trabaja por punta, pues la carga transmitida al pilote aumenta, a la vez que disminuye el confinamiento del estrato de soporte, reduciendo la capacidad de carga.

En los casos de pilotes apoyados en suelos compresibles, donde la capacidad de carga está gobernada por la resistencia por punta y por la fricción o adherencia lateral, el problema de fricción negativa se puede clasificar como un problema de asentamiento.

Una de de los métodos más usuales y comunes para calcular la fricción negativa (T_n), consiste en suponer que para suelos cohesivos:

$$T_n = \alpha(C_u)$$

α = Factor de adherencia.

C_u = Resistencia de corte no drenado.

La fuerza total F_n debido a fricción negativa será;

$$F_n = T_n (A_s)$$

A_s = Area del pilote en contacto con la capa de arcilla en proceso de consolidación.

La construcción de pilotes colados in situ, a travez de arcilla, se introduce remoldeo y reblandamiento del suelo perimetral con espesor del orden de 25 mm.

FUERZAS DE ARRASTRE: La fricción negativa y las fuerzas late-

rales sísmicas, son dos de las fuerzas de arrastre más importantes para el diseño y construcción de pilotes.

Las fuerzas sísmicas se presentan en regiones sísmicas y producen cortantes y momentos.

La resistencia por punta se calcula mediante la fórmula;

$$Q_p = N_c \cdot C_u \cdot A_p$$

donde; A_p = Área de la sección transversal de la punta.

C_u = Valor mínimo de la resistencia al corte no drenada de la arcilla al nivel de desplante de la punta del pilote.

N_c = Coeficiente de capacidad de carga que es función del diámetro de la punta del pilote.

Para diámetro menor de 0.5m; $N_c = 9$

" " entre 0.5 y 1.0m; $N_c = 7$

" " mayor de 1.0 m; $N_c = 6$

Las cargas permisibles en pilotes colados in situ, es el resultado de la suma de la resistencia por punta mas la resistencia por fricción lateral, afectados por un factor de seguridad de 2.5.

$$Q_a = (Q_p + Q_f)(1/2.5)$$

Cuando se presentan estratos alternados blandos y firmes, la cimentación profunda se diseña prestando atención a la rigidez relativa y resistencia de las distintas capas que intervienen.

3.5.- DISEÑO ESTRUCTURAL:

En el diseño estructural de una cimentación, se debe tener en cuenta los siguientes factores;

- a) Capacidad de carga del material donde se desplanta.
- b) Deformaciones inmediatas o diferenciales del suelo.
- c) Resistencia y rigidez tanto de la subestructura como de la superestructura.

El procedimiento para el diseño estructural de una cimentación es el siguiente;

1.- Deben calcularse las fuerzas de descarga vertical, las fuerzas de descarga horizontal y los momentos que transmite la superestructura al pilote en su caso más desfavorable.

2.- Se suponen dimensiones para el pilote, donde los efectos efectos a resistir, no excedan la capacidad de carga del terreno.

3.- Suponer una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el terreno para encontrar el equilibrio entre suelo y transmisión de esfuerzos, para precisar que los asentamientos estén dentro del rango permitido por la superestructura, y los hundimientos posibles no lleguen a afectar la funcionabilidad en la estructura.

Los pilotes colados in situ pueden ser de concreto simple o

de concreto reforzado si es necesario. Su uso se ha generalizado debido a su alta capacidad de carga.

Estos pilotes, pueden tener diferentes formas o diámetros, mayores que 60 cm.

Las ventajas de los pilotes colados in situ son:

- Resultan adecuados como pilotes de alta capacidad por punta apoyados en roca, y se han usado con éxito en arcillas duras.
- Se pueden usar con longitudes variables en diámetros hasta de 2.50 m., para cargas hasta de 2,000 Tons.
- Se requiere poco espacio para almacenamiento, y se eliminan el equipo especial de manejo y daños de manejo.
- Son de longitud continua sin necesidad de recortarse o prolongarse.

Se recomienda que la resistencia del concreto esté limitada a 350 kg/cm^2 . El proporcionamiento del concreto deberá ser elaborado por personal capacitado, y cuando el colado se realice mediante el método trémie, el concreto deberá contar con un revenimiento de 18 cm.

El porcentaje de acero de refuerzo y la longitud del tramo que debe reforzarse, se determinan en base en las condiciones de carga. En algunos casos se puede omitir el acero, mientras que en otros se deberá colocar en toda la longitud de la perforación.

El acero de refuerzo se diseña tanto para requisitos estructurales para absorber flexión y cargas, como para requisitos constructivos para mantener su estabilidad durante su colocación y colado del concreto.

El acero de refuerzo debe satisfacer las especificaciones en cuanto a calidad y limpieza. Un detalle crítico en el diseño del acero de refuerzo es que debe dejarse una separación suficiente entre el armado y las paredes del barreno, así como entre las mismas varillas para permitir el paso libre del concreto en su colado. El recubrimiento mínimo puede ser de 4 cm. pero en medios ambientales muy agresivos deberá ser de 7 cm.

El diseño para pilotes colados in situ debe considerar la disponibilidad del equipo, materiales de construcción y la experiencia del constructor.

Para pilotes con ampliación de base, los costados tendrán una inclinación no mayor de 45° respecto al eje vertical, y la base del fondo debe tener un diámetro no mayor de tres veces el diámetro del fuste del pilote. El diámetro de la cabeza debe ser por lo menos 15 cm mayor que el diámetro del fuste, y la altura de la cabeza debe ser suficiente para alojar el desarrollo del refuerzo vertical procedente del fuste, y las barras de la columna.

Los pilotes se diseñarán con los procedimientos y factores de seguridad incluidos en las normas aplicables de diseño estructural de concreto.

Los pilotes se deben seleccionar considerando los siguientes factores:

- Longitud necesaria del pilote para conectarse con el estrato de desplante.
- Tipo de superestructura que va a soportar.
- Disponibilidad de materiales para su construcción.
- Cargas estructurales a que se someterá.
- Factores que determinen el deterioro del pilote.
- Costo estimado, esperanza de vida y costo de mantenimiento.
- Presupuesto disponible.

En la mayoría de los casos, la capacidad de carga de una cimentación profunda está gobernada por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

Puede omitirse la revisión por pandeo, excepto cuando el suelo tenga una rigidez lateral sumamente baja, o cuando el pilote se encuentra parcialmente fuera del terreno. En aquellos tramos sin soporte lateral, los pilotes deben diseñarse como columnas sujetas a carga axial y a cualquier otra fuerza lateral actuante.

Para el diseño estructural deberán considerarse los efectos siguientes:

- Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial, deben incluirse los momentos flexionantes y las fuerzas laterales aplicados en el extremo superior del pilote.
- Los efectos debido al peso propio, de la fricción negativa o positiva desarrollada a lo largo del fuste, así como el nivel de desplante del pilote.

- En pilotes prefabricados, deben revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, transporte, izaje e hincado.

El espaciamiento mínimo de pilotes entre centros, no debe ser menor de dos veces el diámetro del pilote, esto para pilotes que trabajan por punta, y para pilotes de fricción la separación entre centros no debe ser menor de 4 diámetros.

CAPITULO No. 4.

CONSTRUCCION DE PILOTES COLADOS IN SITU.

En este capítulo se describen los procedimientos constructivos de pilotes colados in situ, considerando que siempre se fabrican con concreto colado en la perforación utilizando como cimbra el barrenado previamente excavado en el subsuelo, o en ocasiones utilizando un ademe metálico.

El comportamiento de un pilote colado in situ está ligado con el procedimiento constructivo con el que se realice, la inspección y control de calidad durante el proceso, la estratigrafía, agua subterránea, profundidad de desplante y área de trabajo.

Para la construcción de un pilote colado in situ, es necesaria la decisión de un procedimiento constructivo que lleva implícito las consideraciones siguientes; a) Equipo utilizado, b) Herramientas de perforación, c) Utilización de ademes o lodos, d) Acero de refuerzo e) Colocación de concreto y herramienta de colado.

4.1.- EQUIPO UTILIZADO.

El equipo que se utiliza es el siguiente:

- A.- PERFORADORAS.
- B.- GRUAS.
- C.- EXCAVADORAS DE ALMEJA.

A) PERFORADORAS: Son máquinas para hacer barrenos en el subsuelo. Estos equipos rotatorios de perforación basan su operación en la transmisión de un par motriz a una barra (Kelly), en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el suelo a base de rotación.

Para la construcción de pilotes colados in situ existen dos tipos de perforadoras rotatorias: 1) PERFORADORAS MONTADAS SOBRE CAMION y 2) PERFORADORAS MONTADAS SOBRE GRUA.

En estas máquinas la barra de perforación llamada "barretón", puede ser de una pieza o telescópica de varias secciones. La fuerza vertical que actúa para la penetración del dispositivo cortador en el suelo en este tipo de máquinas, es el peso mismo del dispositivo que puede ser una broca o un bote, mas el peso del barretón. La fuerza horizontal es el par motriz transmitido de la máquina al barretón y a la broca, la cuál va provista de dientes en dirección diagonal para provocar el corte horizontal en el suelo.

Estas perforadoras pueden penetrar en casi cualquier tipo de material, sólo cuando existe roca o boleos muy gruesos o acunados, el barretón sufre un esfuerzo extraordinario y la camisa extrema puede romperse longitudinalmente.

Las perforadoras montadas en camión tienen la ventaja de transportarse fácilmente, pero existen perforadoras CALWELD de camión que son lentas y alteran poco las paredes de las perforaciones pero cuando encuentra estratos problemáticos de derrumbe, es difícil controlarlos y a veces es imposible la colocación de ademes con éste equipo sólo requiriendo la ayuda de una grúa.

En los equipos de camión se dificultan las perforaciones de sección muy grandes y de profundidades mayores de 12.00 M., pues tienen la pluma chica y para colados con tubería muy grande ésta es insuficiente.

Las perforadoras montadas sobre grúa, son mas rápidas, de mayor potencia, mayor seguridad para maniobras y colados con un solo equipo, pero tienen el problema de la transportación el cual se debe hacer con plataformas y cama baja.

A continuación se presentan los equipos rotatorios mas usados:

MARCA	MODELO	TIPO	PAR Kg-m	DIAMETRO DE PERFORACION		PROFUNDIDAD MAX. (M)
				MIN.	MAX.	
CALWELD	200B	S/CAMION		0.30	1.20 m.	26.00
WATSON	2000	S/CAMION	10788	0.30	1.50 m.	32.00
WATSON	3000	S/CAMION	13825	0.30	1.50 m.	32.00
WATSON	5000	S/CAMION	18400	0.30	2.00 m.	35.00
SOILMEC	RTA/S	S/CAMION	10500	0.30	1.50 m.	32.00
SOILMEC	RT3/S	S/GRUA	21000	0.50	2.50 m.	42.00
SANWA	D40K	S/GRUA	1840	0.30	0.60 m.	40.00
CASAGRANDE	CBR120/38	S/GRUA	12000	0.45	1.50 m.	32.00
CASAGRANDE	CBR120	S/GRUA	12000	0.45	1.50 m.	32.00
CASAGRANDE	CADRILL-12	S/GRUA	12000	0.45	2.00 m.	42.00
CASAGRANDE	CADRILL-21	S/GRUA	21000	0.45	2.50 m.	42.00

B) GRUAS: Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados contando con un sistema de malacútes que accionan a los cables montados en una pluma. La unidad puede girar sobre un eje vertical y la pluma se mueve sobre un plano vertical.

Para la construcción de pilotes se usan grúas móviles de pluma rígida, que sirven para montar equipos de perforación, o para ejecutar con ellas las maniobras que incluyen el manejo y colocación de armados, de la tubería de colado, etc.

Para el montaje de perforadoras se requieren grúas de 45 a 80 toneladas de capacidad nominal con pluma rígida de 18.30 m. (60 pies) de largo. Para las maniobras de trabajo se utilizan grúas de capacidad nominal mayores de 15 tons. Las condiciones del terreno dictaminan la utilización de grúas sobre orugas o sobre neumáticos.

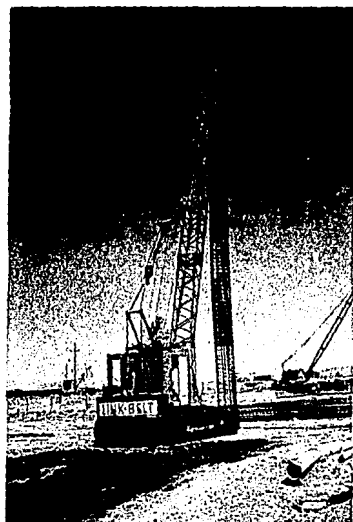
Se presenta la utilización más frecuente de grúas:

A.- PARA MONTAR PERFORADORAS:

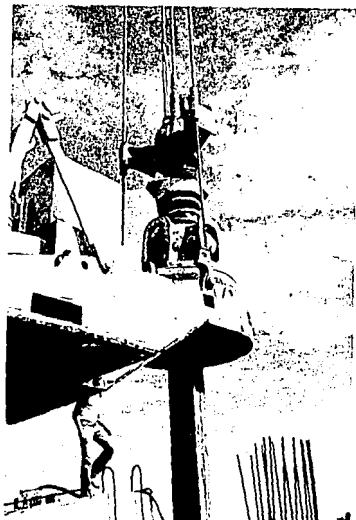
MARCA:	MODELO:	CAPACIDAD:(TON)	PESO:(TON)
LINK BELT	LS 108-B	45.00	38.40
BUCYRUS ERIE	61 B	66.50	67.30
LINK BELT	LS 118	60.00	54.70
P & H	670 WCL	70.00	59.00
LINK BELT	LS 318	80.00	63.30

B.- PARA EFECTUAR MANIOBRAS:

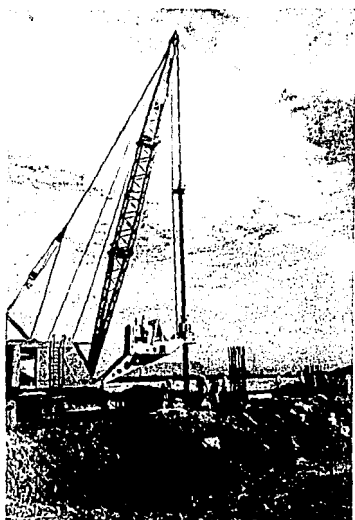
MARCA:	MODELO:	CAPACIDAD:(TON)	PESO:(TON)
LINK BELT	LS 68	15.00	17.70
BUCYRUS ERIE	22 B	12.00	19.30
LINK BELT	LS 78	17.50	21.70
LINK BELT	LS 98	27.00	27.70



GRUA LINK BELT LS 98, EFECTUANDO MANIOBRAS DE TRASLADO Y COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO.



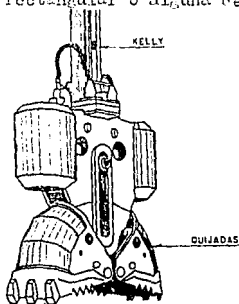
IMPULSOR DE UNA PERFORADORA WATSON 5000 CA, DONDE SE APRECIA EL BARRERON, EL SUWEL, LAS GUIAS Y CABLES DE SOSTEN POR LA GRUA.



PERFORADORA WATSON MONTADA EN GRUA LINK BELT 108-B SOBRE ORUGAS, CON EL BARRERON A FLECHO PARA OBTENER UN BARRERO VERTICAL.

C) EXCAVADORAS DE ALMEJA: Este equipo consta de dos quijadas móviles accionadas por cilindros hidráulicos colocados en la parte inferior de un barretón telescópico o de una pieza. Este equipo sirve para excavar pilotes de sección oblonga, rectangular o alguna de las combinaciones de éstas.

La presión hidráulica del sistema se acciona mediante una unidad de potencia que se monta sobre una grúa móvil de orugas con capacidad mayor de 45 tons., y se transporta a los cilindros hidráulicos mediante mangueras flexibles unidas al barretón.



ALMEJA HIDRAULICA PARA EXCAVACIONES OBLONGAS.

4.2.- HERRAMIENTAS DE PERFORACION.

Cuando se va a iniciar una perforación se sabe que el mayor problema para realizarla es lograr la estabilidad del suelo circundante del barreno. Si en éste proceso no se presentan derrumbes el único problema sería llegar a la profundidad de desplante, para lo cual es necesario contar con la herramienta adecuada para atacar la resistencia del suelo y extraer el resultado del corte.

Para lograr construir un pilote colado in situ bien realizado, se recomienda lograr la perforación en el menor tiempo posible así como la colocación de concreto bien ejecutada en el menor tiempo, evitando cambios grandes en las propiedades mecánicas naturales de las paredes de la perforación, las cuales harán contacto con el pilote y tendrán influencia directa en el comportamiento del mismo.

La herramienta de perforación está diseñada para realizar barrenos en cualquier tipo de suelo. Las condiciones del suelo son las que rigen la herramienta adecuada para su ataque.

Generalmente las perforaciones se inician con brocas espirales cilíndricas, las cuales registran un gran avance en la perforación cuando atacan suelos cohesivos. También se recomiendan cuando existen estratos arcillo-arenosos secos, arcillo-gravosos secos, boleos con arcilla secos, donde lo indispensable es la presencia de cohesión que logre la permanencia del material sobre la broca.

Las ventajas grandes que presentan las brocas respecto a los demás dispositivos de perforación, es su capacidad de corte sobre el suelo, su penetración en el fondo de la perforación, la cantidad de material que puede extraer y la facilidad de descarga del material extraído en la superficie del suelo, la cual se realiza con el sólo hecho de jirar la aunque en ocasiones cuando se encuentra un estrato compactado muy cohesivo y en presencia de agua, el material presenta un estado chiclóso alrededor de la broca y es necesaria la intervención de ayudantes con pico y pala para limpiarla aumentando el ciclo y disminuyendo el rendimiento.

Cuando se tiene la presencia de un estrato duro donde la broca espiral cilíndrica no pueda penetrar, pudiendo ser éste estrato de boleos acufiados de tal manera que la acción de la broca es absorbida por el área de contacto entre ésta y el estrato, es necesaria la intervención de una broca espiral cónica, la cual actúa en forma puntual fracturando o removiendo el material provocando un punto de falla para dicho estrato, debilitándolo para dar acceso a la continuación del barreno. Una vez aflojado el estrato, se procede a retirar el boleo el cual en ocasiones resulta muy grande por lo que no se logra su extracción con broca ni con bote, siendo necesaria la utilización de una broca de boleos llamada también "CAZUELA", que consta de media luna en su hélice en disposición horizontal con solera perimetral para depositar dicho boleo y realizar su extracción.

BROCAS: Están formadas por una hélice colocada alrededor de una barra central, con su extremo inferior provisto de dientes, su extremo

superior unido mediante un cuadro reforzado que es donde se conecta al barretón provisto de un perno de seguridad, y en la sección intermedia con cajas en la hélice donde se alójan rimadores que aumentan el diámetro del barrenado según se requiera.

BOTES CORTADORES: Son cilindros de acero que constan en su parte superior de un cuadro con perno para unirse al barretón, al cual descansa en dos brazos reforzados soldados al cuerpo del cilindro y en dicha unión se tienen cuadros para la colocación de rimadores en caso necesario. En su extremo inferior se encuentra una tapa que abarca toda su base dotada de una bisagra en un extremo y una flecha en su extremo opuesto para abrir y cerrar la tapa donde dicha flecha es accionada desde su parte superior. La tapa consta también de unos dientes o rimas laterales que cortan en forma lateral el material y lo conducen hacia adentro del bote y evitan el rosamiento entre la cara externa del bote y la pared de la perforación. En el inferior de la tapa se agrupan dientes que son los que cortan el fondo de la perforación o recogen el material suelto y lo desplazan hacia arriba adentro del bote mediante unos agujeros provistos de tapas de lámina con bisagra y resorte para evitar la salida del material ya atrapado. Estos botes son muy útiles para la perforación en estratos granulares, arenosos y gravosos, y para realizar limpiezas del fondo de barrenos, sobre todo en situaciones bajo agua.

Los botes corona tienen su base abierta con dientes de acero de alta resistencia o insertos de carburo de tungsteno para atacar roca suave cortando el material para extraerlo mediante un dispositivo cónico situado en el interior del bote.

Los botes ampliadores o botes campaneros se utilizan para realizar ampliaciones en la base del pilote. Son cilindros de acero que cuentan con un mecanismo interior dotado de uno o dos alerones que salen del cilindro por la acción del peso del barretón, cortando el material en forma lateral de cono invertido. En ocasiones se necesita sellar el nivel freático para dar acceso a la supervisión visual de la ampliación de la base.

TREPANOS: Son herramientas de acero muy pesadas que se dejan caer libremente para romper rocas o boleos localizados en la perforación, o para empotrar el pilote en formaciones rocosas.

En la práctica de la perforación es muy importante tener presente el estado de aceptabilidad en que se encuentra el perno de seguridad que une al barretón con la herramienta de perforación, obligando a inspeccionarse en cada ciclo de operación, pues de otra manera es muy probable que ocurra el desprendimiento de la herramienta en el fondo de la perforación. Esta situación tiene dos soluciones; cambiar el trazo de la ubicación del pilote o rescatar la herramienta y terminar la perforación. El cambio de la ubicación del pilote lleva implícito el comportamiento del mismo en la superestructura y la alteración del proyecto.

Pero existen ocasiones en las que el cambio de la ubicación no es po-

sible ya sea por restricciones de construcción, funcionalidad o estética de la estructura, por instalaciones subterráneas o por carecer de acceso para la perforación, por lo tanto es imprescindible la rescatabilidad de la herramienta desprendida. Cuando se trata de rescatar una broca, se coloca un estróbo en el barretón el cual se hace jirar para pescar la broca de alguna parte de su cuerpo y lograr su extracción. Cuando se trata de un bote de perforación, se coloca un gancho en el barretón y se buscan los brazos del bote para su extracción. En perforaciones en seco se facilita el rescate debido a la visualización mediante una lámpara, y en caso de suelos estables es posible la introducción de un ayudante para enganchar la herramienta.

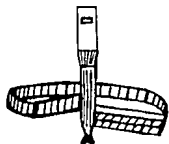
Las maniobras de rescate puede llevar mucho tiempo, provocando alteraciones en las propiedades del suelo.

En ésta gráfica se muestra que con una plomada se alinea el barretón al frente de la grúa, adicionando o retirando material de las orugas y luego a 90° del barretón con movimientos de la pluma, para lograr una perforación vertical.

Abajo se aprecia el corte de la broca sobre la superficie del suelo. El primer "brocazo" debe ser lento para evitar desvíos en la perforación y formar guía.



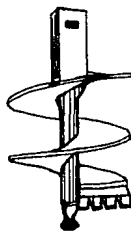
GROQUIS DE HERRAMIENTAS DE PERFORACION:



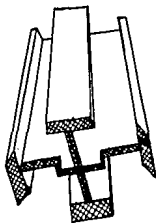
BROCA DE BOLEOS
O "CAZUELA", PARA
LA EXTRACCION DE
BOLEOS O ROCAS
GRANDES.



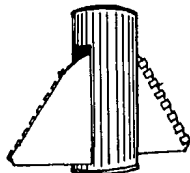
BROCA ESPIRAL
CONICA O "CHILI-
LLO".



BROCA CILINDRICA DE
PERFORACION, QUE PENE-
TRA EN EL SUELO Y EX--
TRAHE MATERIAL, LOGRAN-
DO AVANCE EN CADA ITE-
RACION DE PERFORACION.



TREPANO: HERRAMIE-
NTA QUE SIRVE PARA ATA-
CAR ESTRATOS ROCOSOS
EN LA PERFORACION.



BOTES ENSANCHADORES O "CAM-
PANEROS", LOS CUALES SE UTI-
LIZAN PARA AUMENTAR EL AREA
DE CONTACTO DEL PILOTE EN SU
BASE.



Perforadora utilizando broca helicoidal cilíndrica que gira para desprender el material producto de la excavación.



Colocación del bote de perforación en el barretón de la perforadora, alineando la guía del perno de sujeción. Se apresia en la mano del peón el candado de la flecha que cierra la tapa de la base.

4.3.- PERFORACIONES CON ADEME, SIN ADEME Y UTILIZANDO LODOS.

En la ejecución de perforaciones cuando se presentan los problemas de derrumbes, es necesario contar con elementos capaces de controlar la inestabilidad del suelo para permitir la continuación del barreno y llegar a la profundidad de desplante.

En la práctica de la perforación se puede utilizar ademes metálicos, lodos y en ocasiones especiales que se presinde de éstos, se utiliza agua, que es cuando existen derrumbes profundos en donde al llenar el barreno de agua se obtiene un tirante grande y la presión de la misma sobre el estrato problemático controla y detiene el flujo del material. Para ello, es necesario mantener constante el tirante para dar lugar a la colocación del concreto.

Quando en el transcurso de una perforación se percata de la presencia de inestabilidad del estrato superficial, ya sea por derrumbes al iniciar la perforación, por la presencia de caídos aislados en la parte superior de la perforación, o por la presencia de grietas en la superficie del terreno, es necesaria la intervención de un ademe metálico del mismo tamaño de la perforación y de una longitud que pueda cubrir éstos derrumbes, lográndo con ello la seguridad de los trabajadores que tienen actividad en la cercanía del barreno y evitar fallas bajo las ruedas u orugas de la máquina perforadora.

ADEME: Es un tubo de placa rolada de diferentes diámetros según sea el diámetro de la perforación, y diferentes longitudes, que protege a obreros e inspectores de posibles derrumbes y para sellar la perforación evitándo infiltraciones del nivel freático.

Quando se requiere sellar el nivel freático, se necesita un ademe tan largo en el que el estrato permeable quede en la zona intermedia del ademe y los extremos alcancen los estratos impermeables que lo contienen. Una vez realizado esto, se procede a extraer por bombeo el agua de la perforación y se permite continuar la perforación en seco y si es necesario se realiza el ensanchamiento de la base a mano, y a criterio de los inspectores.

La utilización de ademes en las perforaciones puede ser temporal o permanente.

El ademe permanente es de lámina, el cual se coloca una vez terminada la perforación, se centra, se fija y plomea y se coloca el concreto quedando como cimbra para una columna. Este tipo de ademe asegura la verticalidad del pilote, el diámetro constante, el recubrimiento del acero, el colado seguro, evita las alteraciones del suelo al dejar las perforaciones abiertas, evita grandes pérdidas de concreto por derrumbes y permite el colado en serie y en seco.

El espesor del ademe en su pared, está en función de los esfuerzos a que se someterán durante su hincado y extracción.

El ademe temporal se coloca en la perforación hasta la colocación del concreto, extruyéndose inmediatamente después, evitándo el fraguado del concreto y dotándo al ademe de tantos usos como sea necesaria-

rio. A continuación se hace referencia de los diámetros programados de perforación según ADSG:

DIAMETRO NOMINAL (pulg)	DIAMETRO EXTERIOR DEL ADEME. (pulg)	DIAMETRO PERFORACION PARA EL ADEME (pulg)	DIAMETRO PERFORACION AL INTERIOR DE ADEME (pulg)	VARIACION DEL ESOSOR DE LA PARED STANDARD DISPONIBLE. (pulg)
12	NO SE RECOMIENDA.			
14	NO SE RECOMIENDA.			
16	NO SE RECOMIENDA.			
18	18	20	16	MIN. 1/4, 9/32, 5/16, 3/8 MAX.
20	20	22	18	" " " " " "
24	24	26	22	" " " " " "
30	30	32	28	MIN. 5/16, 3/8, 7/16 MAX.
36	36	38	34	" " " " " "
42	42	44	40	MIN. 3/8, 7/16, 1/2 MAX.
48	48	50	46	" " " " " "
54	54	56	52	" " " " " "
60	60	62	58	" " " " " "
66	66	68	54	MIN. 13/32, 7/16, 9/16, 3/4 MAX.
72	72	74	70	" " " " " "
78	78	80	76	" " " " " "
84	84	86	82	" " " " " "
90	90	92	88	" " " " " "
96	96	98	94	" " " " " "

NOTA: Las condiciones geológicas de algunas regiones pueden alterar o cambiar los diámetros del programa.

Al colocar el acero de refuerzo se debe de llenar en su totalidad el barreno de concreto fresco que posea buenas características de flujo. No debe extraerse el ademe hasta que el concreto haya llenado el pozo completamente para evitar los peligros asociados con la ruptura del sello en su base. Sólo puede extraerse el ademe cuando la presión hidrostática en la columna de concreto es suficiente para expulsar el lodo atrapado detrás del ademe hacia la superficie. Si no hay suficiente presión hidrostática en el concreto líquido al fondo del ademe, el lodo se colará en el pozo y puede provocar serios problemas (discontinuidades) en el cimientó. En el caso de colar el concreto a una elevación adecuada, pero que ha empezado a fraguarse, o bien el revenimiento ha sido insuficiente, la fricción entre el concreto y la cara interna del ademe puede causar un movimiento de la

columna de concreto hacia arriba al sacarse el ademe, de tal manera que se genera una falla por tensión en el concreto fresco, dando lugar a la penetración de lodo en dicha ruptura, provocando la falla del cimienta a una carga menor que la de diseño.

Como puede entenderse, el tramo superior de la columna de concreto debe desplazarse hacia abajo con respecto al armado al extraer el ademe. Este movimiento hacia abajo de la columna de concreto impondrá una fuerza en el mismo sentido al armado, de una magnitud que dependerá de la resistencia al corte del concreto fresco a la velocidad de flujo que impérra, y del área de superficie expuesta de los elementos del armado. En ésta situación, el armado puede fallar por pandeo provocado por la tensión superior generada por la fuerza del concreto, o doblamiento de una sola varilla.

En situaciones especiales cuando se requirén perforaciones que caen dentro del cauce de canales, arroyos o ríos, o a la orilla del mar para la construcción de muelles, es necesario rellenar para dar acceso, y es cuando la utilización de ademe es imprescindible.

El manejo en las maniobras y traslados de los ademes debe ser cuidadoso para evitar ovulaciones del mismo.

Las perforaciones que no requieren la utilización de ademe, son aquellas que observan estabilidad en el suelo en estado seco o en presencia de agua, o cuando es satisfactorio controlar los derrumbes utilizando lodos.

Si existe un suelo cohesivo cerca de la superficie, de manera que no se presente un riesgo de derrumbe, puede iniciarse la excavación en seco. Al encontrarse el suelo suelto se introduce una mezcla fluída (lodo) en el pozo y se procede con la excavación. El lodo se mezcla en el lugar, empleando sacos de bentonita seca. Según la condición de la superficie del suelo la elevación del la columna de lodo puede mantenerse ligeramente arriba del suelo suelto, o bien puede llevarse hasta la superficie.

Una alternativa común es emplear un lodo natural en lugar de lodo bentonítico, de tal manera que puede prepararse dicho lodo con los suelos del sitio mezclándolos con agua. Esta técnica tiene ventajas evidentes si el barrenado puede realizarse sin dificultad. En situaciones prácticas en donde el derrumbe inminente e incontrolable se realice de abajo hacia arriba, es recomendable retirar el equipo de perforación y utilizando camiones volteros rellenen la perforación con material cohesivo e impermeable, y empezar de nuevo la perforación utilizando ademe y atacando los estratos profundos con lodos bentoníticos, ayudando el control del derrumbe con el tirante de agua.

Se termina la excavación del pozo manteniéndolo lleno de lodo, el cual debe tener una consistencia tal que mantenga en suspensión las partículas de suelo granular. Debe escogerse una broca y una barra que permita el libre flujo del lodo con el fin de evitar la formación de un vacío debajo de la broca y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo. Si se proyecta el empleo de acero de refuerzo

la colocación de éste debe ser en el lodo. Después de colocado el armado, se procede a colar el concreto mediante el empleo de una tolva que descarga sobre la tubería trémie que conduce al concreto hasta el fondo de la perforación, y se procede a llenar el pozo asegurando que el extremo inferior del tubo se mantenga invariablemente debajo de la columna de concreto fresco. Desde la entrada del concreto en el fondo de la perforación se realiza el desplazamiento del lodo debido a la diferencia de presiones y a la diferencia de densidades. Entonces la columna de lodo subirá hasta la superficie donde se depositará en una fosa, se deshecha o mediante una zanja, se conduce a otra perforación para realizar la misma función.

En la terminación de una perforación con la utilización de lodos es recomendable utilizar dispositivos de limpieza para el fondo del pozo.

La transferencia de cargas verticales y horizontales al terreno es próxima a la que se logra cuando se aplica el método seco.



En esta gráfica se muestra la colocación de polvo bentonítico envasado en sacos de marca "PERMOBENT", el cual es vaciado al interior de la perforación, debido a la presencia de estratos granulares.

Una vez depositado el polvo bentonítico, se llena de agua el pozo y con el movimiento de rotación de la broca, y movimientos verticales del barrenón se logra batir y mezclar la bentonita obteniendo lodos.



4.4.- ACERO DE REFUERZO (HABILITADO Y COLOCACION).

El acero de refuerzo debe estar libre de lodo, aceite o cualquier otro recubrimiento que pueda afectar la adherencia con el concreto.

La separación mínima entre varillas no debe ser menor de 1.5 veces el diámetro de la varilla, ni menor que 1.5 veces el tamaño del agregado máximo.

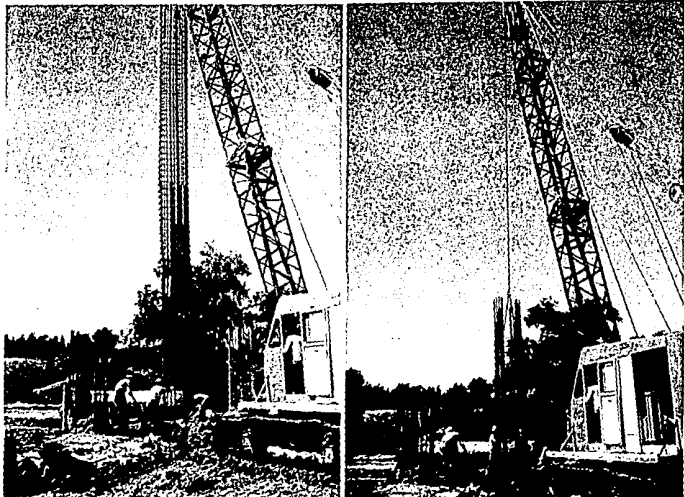
Como elemento estructural debe diseñarse un castillo de acero de refuerzo armado de tal forma que mantenga su configuración durante todo el colado, y al desalojar el ademe, por lo tanto es recomendable el habilitado in situ y desechar posibles alteraciones que pudieran aparecer por cuestiones de traslado. El recubrimiento mínimo para varillas con concreto expuesto al suelo es de 3". Los traslapes deben realizarse según detalles de los planos. El área de acero de refuerzo longitudinal debe hacerse con diámetros mayores disponibles, para reforzar la rigidez del castillo. El espaciamiento del acero longitudinal mínimo es de 3", y el de acero horizontal es de 6". Se debe tener cuidado en el habilitado, de realizar buenos amarres para no dañarlos en los momentos de maniobrar con ellos. Es necesario dejar espacio suficiente entre las varillas para dar paso libre del concreto fresco.

En muchas ocasiones cuando se realiza el colado con concreto de revenimiento insuficiente, al momento de bajar el tubo trémie genera una presión grande sobre el concreto ya vaciado y éste le transmite al armado por fricción, ocasionando que el armado se mueva hacia arriba y en consecuencia anule el mecanismo de sujeción provocando que el armado no quede al nivel requerido y mal centrado, así como el peligro de que quede sin recubrimiento en alguna parte de su longitud.

Esta es una de las prioridades mayores en la construcción de éstos pilotes, por la cuál se necesita concreto de alto revenimiento, aparte de lograr mayor penetración en las oquedades de la perforación y la rapidez de colado. El habilitado del acero de refuerzo, consiste en lograr armados cilíndricos para lo cuál se fabrican aros de acero amarrándose con las varillas longitudinales, se inserta el espiral y se la va dando la separación al mismo tiempo que se realiza el amarrado y se extraen los aros.

En ocasiones se colocan varillas perimetrales rectas para asegurarse de darle recubrimientos, sobre todo cuando se trata de perforaciones bajo agua. Cuando se realiza la extracción del ademe, debe tenerse cuidado de que el acero no haga contacto con el suelo después de la extracción.

Hay situaciones en construcciones de pilotes de diámetro chico en que las varillas longitudinales son insuficientes para resistir las maniobras, y es necesario que el diseño considere un aumento de refuerzo adicional.



En éstas gráficas se puede observar la colocación de dos armados de 12.00 M., traslapados en una perforación de 18.00 H. de profundidad, con maniobras de centrado y troquelado.



Aquí se observa la manera para detener un armado en la perforación para colocar el traslape en la parte superior y realinear el amarre. En éstas situaciones se requieren buenos amarres en el habilitado

4.5.- COLOCACION DE CONCRETO DENTRO DE LA PERFORACION, EN SECO Y BAJO AGUA.

La conclusión de una buena construcción de un pilote colado in situ es la colocación del concreto dentro de la perforación en un tiempo mínimo y bien realizado.

Para lograr resultados óptimos en el colado, es fundamental contar con un proporcionamiento idóneo del concreto así como la manejabilidad y fluidez necesaria para cubrir todos los espacios abiertos por la perforación, con la ayuda de un buen revenimiento.

Es necesario contar con un colado continuo para evitar juntas frías y si es necesario, utilizar aditivos retardantes o fluidificantes. Este empleo de aditivos traen la ventaja de una inspección más segura en el transcurso del colado, la extracción de ademes mejor realizada, más seguridad en el suministro de concreto y un descabece en fresco bien realizado. De otra manera, el tiempo de fraguado del concreto que se depositó primero restringe el tiempo de colado llegando en ocasiones a presipitar las cosas y peligrando el ademe o el estrangulamiento del pilote.

El revenimiento recomendado es de 15 a 20 cms., aunque en concretos con revenimientos altos puede presentarse exudación o "sangrado", pero resulta mejor tener que descabezar unos centímetros de concreto débil en la superficie, que arriesgar la falla total del cimiento a causa de un llenado deficiente del pozo.

COLADO EN SECO: El colado en seco no tiene mayor problema que lograr la colocación del concreto dentro de la perforación evitando la segregación. Con la perforación lista para colar, es recomendable inspeccionar el fondo y ver lo limpio del barreno. En caso de no estarlo, se procede a extraer los recortes, utilizando botes limpiadores.

Una vez colocado y centrado el armado, se introduce una tubería trémie hasta el fondo, y se vacía el concreto el cual viene acomodándose de abajo hacia arriba y debido al movimiento vertical del tubo trémie, el concreto recibe un acomodo horizontal del centro de la perforación hacia afuera hasta chocar con las paredes de la perforación logrando una compactación en la masa de concreto y la extracción de aire de la misma. En el colado en seco es importante verificar la resequedad de las paredes de la perforación, para aumentar el contenido de agua del concreto, para solucionar el problema de la absorción que realizarán las paredes de la perforación sobre el contenido de agua del concreto.

El colado en seco se puede realizar también, colocándo un embudo en la parte superior de la perforación y lograr la caída libre del concreto por el centro del barreno, evitando el contacto con las paredes lo cual provocaría la contaminación y posibles derrumbes de material resultando una cimentación mal realizada, y en ocasiones discontinua.

COLADO BAJO AGUA: La colocación de concreto bajo agua, se realiza utilizando tubería trémie. Esta tubería debe inspeccionarse antes de introducirse a la perforación, asegurándose que no tenga hendiduras, que los coples estén engrasados para el caso de desacoplar además de

que debe estar herméticamente cerrados, y revisar la tubería total para evitar infiltraciones de agua en el proceso de colado, lo que daría lugar a la contaminación del concreto, situación que resulta inadvertible a veces. El extremo inferior de la tubería se recomienda que carezca de cuerda o cople, para evitar el posible atoramiento con el armado. La tubería recomendada es de 20 cm. a 25 cm. de diámetro con pared de 6 a 8 mm., procurándose ser completamente lisa en su cara interior para dar fluidez al concreto, y lisa en su cara exterior para dar libertad de movimiento respecto al armado. Para tener un eficiente y rápido proceso de acoplamiento y desacoplamiento de la tubería trémie durante un colado, se utiliza un dispositivo llamado "TRAMPA" constando de dos viguetas que descansan sobre el armado o sobre la superficie del suelo, unidas con soldadura por una placa que contiene una media luna del diámetro exterior del tubo y otra media luna desmontable que descansa sobre las vigas. Una vez colocada en el tubo a desacoplar, se descansa la tubería en la trampa por el cuerpo del cople y se procede a colocar un "CAIMAN" que se amarra al tubo y se jira. Esta operación es necesaria para perforaciones muy grandes donde la pluma de la grúa es insuficiente para el largo del tubo, y se tiene que colocar y extraer en dos secciones. En el proceso de colado se recomienda desacoplar tubería cuando resulta muy pesados los movimientos del tubo o cuando éste ya no baja solo y es necesaria la intervención de peonías para lograr que éste baje, presentándose en ocasiones que ni de ésta manera se logra que el concreto fluya. Esta situación trae como consecuencia la suposición de que el tirante de concreto fuera de la tubería es tan grande que anula la presión que ejerce el tirante de concreto que esté dentro de la tubería. Debido a esto, a veces es necesario sacar varios tramos de tubería y dejar el largo mínimo procurando que el extremo inferior del tubo siga ahogado en el concreto entre 1.5 m. a 2.00 m. como mínimo. Esta operación provoca la descarga del concreto en una zona de baja presión donde el tirante interior del tubo es mayor que el tirante exterior dando fluidez al mismo y continuando en forma normal con el colado y el desplazamiento de lodos, hasta terminar con el proceso. Si se vuelve a presentar éste problema, es necesario extraer tubería para solucionarlo.

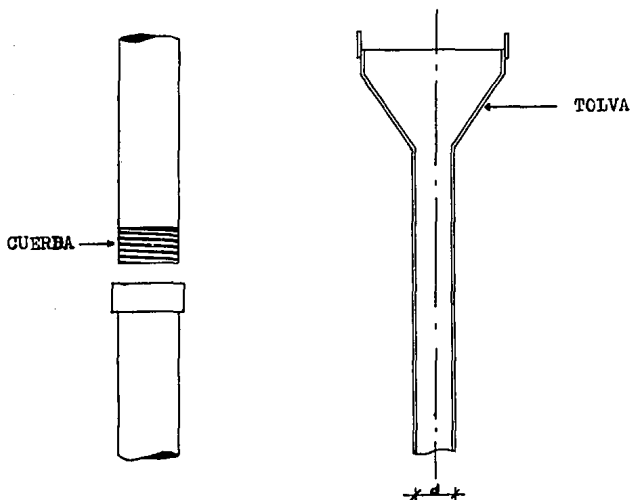
Existen situaciones en que el extremo inferior del tubo deja de hacer contacto con el concreto y se pierde la continuidad del colado. Para éste problema se recomienda colocar un tapón de plástico en el inferior del tubo, y hacerlo introducir de nuevo en el cuerpo de concreto, donde se supone que dicho tapón se rompe al ser llenado el tubo y se pueda continuar con el colado. Esta solución no es muy aceptada debido a la inseguridad del tapón que puede romperse antes de llegar al concreto y dar entrada al lodo provocando la contaminación de la pila. Esta solución es ya desechada por las normas de construcción de pilotes. Cuando el contacto entre tubo y concreto se pierde al inicio del colado, se recomienda continuar con el mismo en forma normal y dejar que el primer concreto suba a lo largo del barreno y brote por la superficie, conti-

nuando con el colado hasta asegurarse la totalidad del desalójo del volumen de concreto contaminado quedando un concreto sano dentro de la perforación.

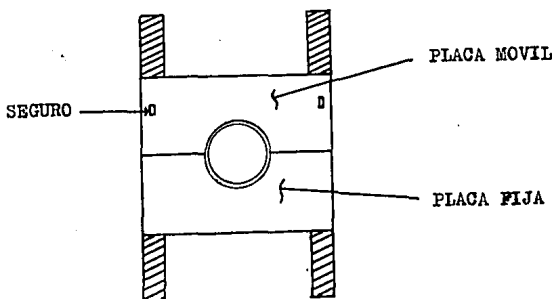
Para saber la ubicación del concreto durante un colado bajo agua, se utiliza un sondeador el cual consiste en un cuerpo de acero de 20 kgs. aprox., unido a una cuerda de lienzo que al dejarla caer dentro de la perforación éste penetra por los lodos pero no por el concreto y se tensa para lograr su medición. También se utiliza para las mediciones de perforaciones bajo agua, donde el cuerpo de acero descanza sobre el fondo de la perforación.

Para iniciar un colado bajo agua utilizando tubería trémie, es necesario utilizar un tapón deslizante y flotante dentro del tubo, el cual tiene la función de evitar la segregación del concreto al iniciar el colado, ya que después el concreto dentro del tubo amortigua la caída del mismo. Otra función importante de éste tapón, es la de aislar la columna del primer concreto a lo largo de la tubería del lodo o agua contenida dentro del tubo, o sea que el tapón lleva al concreto sano hasta el fondo de la perforación y es ahí donde se dispersa el concreto y hace su contacto con el lodo, proporcionando sólo la cara superior del concreto en el barreno, contaminada por contacto. Esta cara contaminada es la que viene desplazando el lodo a la superficie y es la que hay que descabezar al final del colado.

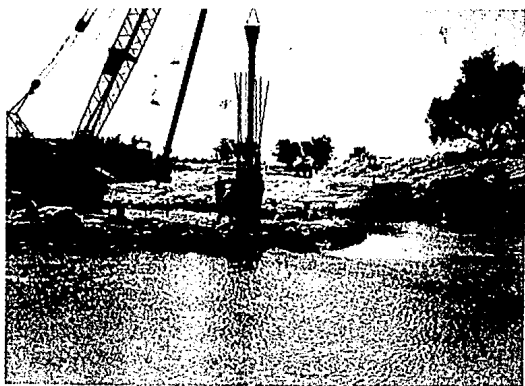
En perforaciones ademadas es necesario que el concreto llene el interior del ademe para que al ser extraído éste, el concreto busque el acomodamiento en las paredes del barreno y evite posibles estrangulamientos ocasionados por derrumbes controlados por el ademe. Existen casos en donde los pilotes se descubren en la zona ademada y se encuentran las barras del armado completamente libres y sólo el núcleo del pilote colado, resultado del estrangulamiento del pilote, provocado por la extracción inadecuada del ademe.



CROQUIS DE TUBERIA TREMIE PARA COLADOS BAJO AGUA O LODOS.



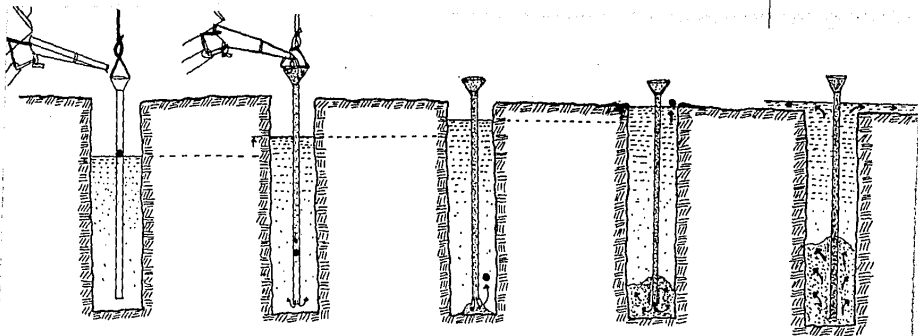
DISPOSITIVO PARA SOSTENER LA TUBERIA TREMIE, Y PODER ACOPLAR O DESACOPLAR.



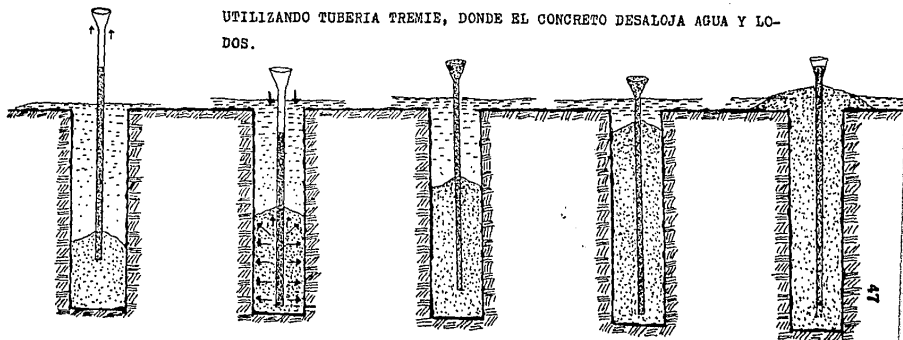
COLOCACION DEL TUBO TREMIE DENTRO DE LA PERFORACION PARA INICIAR EL COLADO DEL PILOTE.



PROCESO DE COLADO DEL PILOTE MEDIANTE TUBERIA TREMIE, DONDE SE OBSERVA LA DESCARGA DIRECTA DE LA OLLA REVOLVEDORA AL ENEUDO DEL TUBO, DONDE FUE NECESARIO ABRIR VENTANA AL ARMADO.



PROCEDIMIENTO DE COLOCACION DE CONCRETO DENTRO DE LA PERFORACION
UTILIZANDO TUBERIA TREMIE, DONDE EL CONCRETO DESALOJA AGUA Y LO-
DOS.



4.6.- DESCABECE DE PILOTES CON CONCRETO YA FRAGUADO Y EN FRESCO.

Una vez realizado el proceso de colado, se procede al descabece del pilote, con el fin de obtener las condiciones de resistencia aceptables en la parte superior del pilote. Existen dos formas de realizar el descabece: 1) con el concreto ya fraguado y 2) con el concreto fresco.

1) Cuando el concreto ya fraguó, se realiza el descabece utilizando cuñas accionadas por martillos neumáticos que realizan agujeros en concreto y roca. El descabece se realiza en forma inclinada para provocar grietas e ir desmoronando el concreto. Los martillos neumáticos son taladros de percusión alimentados con aire comprimido y operados por un hombre.

La conclusión de este tipo de descabece es cuando el operador del martillo ya no encuentra residuos de lodo o bentonita en el concreto ya sea en el corazón del pilote o en el recubrimiento y ubicación del armado.

Este equipo deja una superficie irregular en el pilote, siendo necesario a veces colar un dado para dar asiento a la unión del pilote con la superestructura.

Cuando se tiene poco tiempo de fraguado el concreto, es posible realizar el descabece mediante un marro, una barra y un cincel, debido a la poca resistencia adquirida del concreto. De esta manera se puede lograr una superficie lisa, y una rápida realización.

Una vez terminado el descabece se procede a limpiar el armado y la superficie de contacto donde se presentará la junta.

2) Descabece en concreto fresco; éste se realiza una vez concluido el colado del pilote, donde es necesario que antes de extraer el tubo trémie, se déje brotar el concreto contaminado y un poco de concreto sano para asegurar la limpieza del colado. Una vez hecho esto, se procede a extraer concreto con bote y cuchara para dar el nivel de colado y proporcionar un acabado liso y listo para colocar la cimbra del elemento que se colará sobre el pilote. En ocasiones, el nivel de colado es el nivel del terreno natural, donde sólo se requiere darle un acabado liso al concreto fresco y sano.

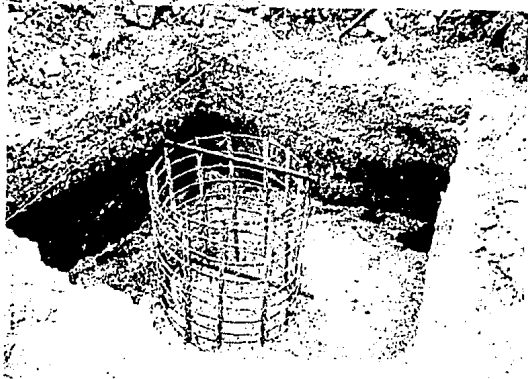
Los residuos del resultado del descabece se retirarán posteriormente del lugar, para no obstaculizar las maniobras de construcción.

Una vez realizado el descabece, sea de manera de concreto fraguado o fresco, se tiene una cimentación terminada con el procedimiento de pilotes colados in situ, sobre los cuales se ejecutarán traslapes, colados y conexiones o nudos de la estructura que se construya.

Cabe mencionar que el descabece que se realiza en fresco resulta muy económico, muy funcional, bien realizado y más rápido.



DESCABECE DE PILOTES MEDIANTE MARTILLOS NEUMATICOS. DONDE SE PUEDE OBSERVAR LA TERMINACION IRREGULAR DE ESTE TIPO DE DESCABECE.



DESCABECE EN FRESCO, DONDE SE PUEDE APRECIAR EL ACABADO PAREJO Y EN ESTE CASO, LA ACCESIBILIDAD PARA TRABAJAR ALREDEDOR DEL PILOTE.

CAPITULO No. 5.

**EJEMPLO: PUENTE "DREN PERICOS", EN EL KM. 81 + 183.00
SOBRE LA "CARRETERA COSTERA" PLAN MAR DE COR-
TEZ. EN EL TRAMO: LAS BRISAS-CULIACAN, EN SU
1a. ETAPA.**

La construcción de la "CARRETERA COSTERA" en el estado de Sinaloa se realiza por inversión directa del gobierno del Estado, atendiendo a las necesidades del desarrollo agrícola de la entidad, al desarrollo turístico, al desarrollo pesquero y al transporte local, estatal, federal e internacional, proporcionando serviciabilidad, funcionabilidad y rapidez vehicular pues mantiene las características geométricas y específicas de una autopista de cuatro carriles con acotamientos a los lados, camellón central, calle lateral, pasos superiores, accesos intermedios y cerca de alambre de púas para cerrar el acceso peatonal y animal, peligroso por ser una vía de alta velocidad.

Uno de los más graves problemas que se encontró en la realización de esta obra, fue la construcción de puentes, ya que el trazo de la carretera atraviesa la zona de riego donde se localizan gran cantidad de canales, drenes, arroyos, y los Rios Mocorito y Culiacán.

Se propuso utilizar el método tradicional de puentes, que consta de la construcción de pilas a base de muros de mampostería, pero resultó muy lenta para la magnitud de la obra. El problema de la superestructura se solucionó con la construcción de una planta de prefabricados ubicada en ESTACION ROSALES, en el Km. 92 + 067.00 de la "CARRETERA COSTERA".

Se estimó conveniente la utilización de pilotes prefabricados, por la rapidez de construcción, pero requería de muros en las pilas, o de columnas esbeltas lo que obligaba a colocar dos o tres pilotes en el mismo lugar. Por lo tanto, se requería de un sistema rápido, seguro y económico, y funcional para columnas de diámetros grandes.

La solución al problema fue la construcción de la cimentación de todos los puentes a base de pilotes colados in situ, los cuales pueden ser de 0.30 M. hasta 2.40 M. de diámetro en su sección transversal, son de rápida construcción y su longitud se establece.

PUENTE DREN PERICOS:

LOCALIZACION: El arroyo de Pericos tiene su cuenca en el Estado de Sinaloa y nace al norte de la sierra de Higuera de los Monzón, al Oriente en el Lomerío de Saca de Agua y al Poniente en la Sierra de Batamotita.

ESTACION DE AFORO: La Estación Hidrométrica se localiza en el puente de la carretera Mexico-Nogales, en el Km. 1 + 460, tiene una lon-

gitud de 75.00 m. y 5.00 m. de altura.

GASTO MAXIMO Y MINIMO: El día 04 de Octubre de 1963, se presentó un gasto máximo con un valor de 353.00 m³/seg. y una profundidad de 4.40 m. El gasto mínimo fue de 0.00 m³/seg.

El 08 de Octubre de 1981, a consecuencia del ciclón LYDIA se presentó una creciente del orden de 4,050.00 M³/seg., calculada con la curva envolvente de gasto máximo observado y probables. Gasto que fue reportado por la SARH, en oficio 727.09/5546 del 31 de octubre de 1983.

CAPACIDAD HIDRAULICA: El cruce del dren Pericos se encuentra en el Km. 3 + 770.88 del PI-80 de la Carretera Costera, para dar paso a la creciente con gasto de 4,050.00 m³/seg.. Se hará por medio de las siguientes estructuras situadas en el cruce del Dren Pericos, en el lugar del cruce:

ESTRUCTURA:	CAPACIDAD:
1.- Puente sobre Dren Pericos.	1,478.00 m ³ /seg.
2.- Puente en el Brazo Norte del Cauce del Dren Pericos.	352.00 "
3.- Escotadura sobre terraplén con desplante del mismo a la altura del libre bordo del puente para dar paso a	2,200.00 "
<hr/>	
SUMA:	4,050.00 m ³ /seg.

PUENTE SOBRE DREN PERICOS:

Se compone de cinco claros de 30.00 mts. cada uno, situados entre las estaciones; Km. 3 + 770.88 al Km. 3 + 922.86 con tirante al NAVE 15.40 M.S.M., de 3.70 m., para dejar pasar un volumen de 1,478.00 m³/seg. siendo el 36.49 % de la capacidad de la creciente.

La super estructura está compuesta de traves PRE-TENSADAS de concreto reforzado para sostener la losa que forma el puente.

CIMENTACION: La cimentación se realizará con pilotes colados in situ, previa perforación con un diámetro de 1.30 m. hasta la elevación de desplante con capacidad de 140 ton/m². Se utilizará concreto con f'c = 250 kg/cm² y acero de fy = 4,200 kg/cm² con un armado circular de 26 varillas de 1-1/4" de diámetro, con 1.00 m. de diámetro del armado y 15 cm. de recubrimiento. El puente consta de 6 ejes de pilas, con 5 pilotes cada eje.

PILAS: Sobre cada pilote descansa una columna, siendo 5 por eje las cuales sostienen en su parte superior el cuerpo del cabezal donde descansa la superestructura.

Las columnas son concéntricas al pilote y de sección circular con un diámetro de 1.10 m., concreto de f'c = 250 kg/cm² y 5 cm. de recu-

brimiento, con un armado de 1.00 m. de diámetro con 26 varillas de 1-1/4", y estribos al igual que el pilote, de espiral de 1/2", espaciados a cada 20 cm. El colado se realiza por bombeo o con bacha y la cimbra puede ser metálica o de madera. El nivel superior de la columna es a 17.40 M.S.M., dejando barbas del armado hasta 18.55 m. para ahogárlas en el cabezal.

Los cabezales intermedios son de sección rectangular de 1.22 m. de base por 1.20 m. de altura y 18.36 m. de longitud, de concreto armado con $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y recubrimiento de 5 cm. a paño exterior de varillas. En el lecho superior van 15 varillas de 1" espaciadas a cada 8 cm. entre ejes de varillas, en el lecho inferior van 22 varillas en paquetes de dos, espaciadas 10 cm. entre centros de paquete. En la parte lateral de la sección van dos varillas de 1/2", colocadas a 36.6 cm. entre ellas y entre el lecho superior e inferior, tanto en el lado derecho como en el izquierdo. Esto en cuanto a su armado longitudinal.

El armado transversal consta de varillas de 1/2" formando estribos rectangulares de 1.17 m. de base por 1.15 m. de altura con traslape en esquina de 10 cm. para cada dobles, estos estribos van separados a cada 15 cm, obteniendo un total de 122 estribos. Junto a éstos estribos van colocados estribos rectangulares de 51 cm. de base por 1.15 m. de altura, de varilla de 1/2" traslapados de la misma manera,

Sobre los cabezales van colocados los zócalos de nivelación, donde la pata de la viga va sentada, y por la diferencia de niveles de los zócalos se proporciona el bombeo de la losa, y se proporciona también el peralte de un puente cuando éste cae en curva. Entre el zócalo de nivelación y la pata de la viga se coloca una placa de neopreno de dureza "SHORE 60", tipo IV, para absorber las flexiones registradas en la superestructura y los efectos de contracción y expansión.

El nivel superior de cabezal es de 18.60 M.S.M., contando con 9 zócalos, donde el intermedio tiene una elevación con respecto al cabezal de 23.2 cm., los dos que siguen hacia afuera del cabezal tienen una elevación de 19.7 cm., los que siguen 16.2 cm., los que siguen 12.8 cm., los que siguen 9.3 cm. y los extremos tienen 7.5 cm., separados 1.73 m. entre ejes, logrando una pendiente del 2%.

Los cabezales extremos de los ejes 1 y 6, tienen las mismas características estructurales y geométricas, pero además constan de un respaldo de 20 cm. de ancho y 1.74 m. de alto, creciente al 2% hacia el centro del puente, y de 17.8 m. de longitud, con alerones rectangulares en los extremos de 30 cm. de ancho, 2.94 M. de altura y 3.00 m. de largo. Tanto en el respaldo como en los aleros se tienen armados longitudinales y transversales con varilla de 1/2".

Las cimbras pueden ser metálicas o de madera.

VIGAS: Las vigas son tipo "I" AASHTO, pre-tensadas, curadas a vapor construidas en la planta de prefabricados de ROSALES, CULIACAN.

Estas vigas tienen una altura de 1.35 m. con 66 cm. en la base del

patín inferior, 50 cm. en el patín superior y de 20 cm. el espesor del alma. El armado consta de 4 vars. de $1/2''$ en el patín superior y 4 más en el patín inferior, y a lo largo de los 30 mts., de la viga, en disposición lateral van 5 vars. de $3/8''$ en cada lado y a lo largo. Los estribos de los patines son de varilla de $3/8''$, y los estribos del alma son de $1/2''$ y sobresalen de la viga por el patín superior para ligarse al firme complementario o losa. A 25 cm. del extremo de la viga, se colocan ductos engargolados para el armado del diafragma.

A 50 cm. del extremo de la viga, se ahogan 4 varillas de $1/2''$ o torones, para realizar el izado de las vigas.

En el cuerpo del patín inferior va el acero de pre-esfuerzo, que consta de 36 torones de $1/2''$, dispuestos en tres capas horizontales de 12 torones c/una, con separaciones de 5 cms.. Se realiza un enductado de 4 torones del extremo de la viga a 10.25 m. hacia el centro, 4 torones con 5.65 m. de enductado extremo, 4 torones de 3.05 m., 6 torones a 2.45 m., 6 torones a 1.25 m., y el resto sin enductar.

Para la fabricación de las vigas, se utiliza concreto con $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$. Cada torón se tensará con una fuerza de 13.05 tons.

El transporte de las vigas, se realizará con aditamentos especiales colocados en un tractocamión donde descansará un extremo de la viga, y el otro extremo descansa sobre un burro o "DOLLY", con dispositivos de amarre. Se recomiendan buenos accesos para el traslado de vigas, pues de otra manera, se peligrará el volteamiento de las mismas.

DIAPHRAGMAS: Son de 30 cms. de ancho, de 92 cm. de alto, y de 1.53 m. de largo, armados con varillas $3/4''$ en su refuerzo principal y de $1/2''$ en su armado transversal y concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

PRELOSAS: Son elementos prefabricados de 7 cm. de espesor, 1.43 m. de ancho y 2.95 m. de largo, los cuales van colocados entre las vigas para soportar las cargas del proceso de habilitado y colocación del acero de refuerzo y colado del firme complementario. Estos elementos están armados con varillas de $3/8''$ en forma reticular.

LOSA O FIRME COMPLEMENTARIO: Es de 18 cm. de espesor, 17.80 m. de ancho y 30.00 m. de largo. El concreto es de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, armado transversal y longitudinalmente con varillas de $5/8''$. Cuando el firme complementario alcance un 80% de su resistencia de proyecto, se puede proceder al montaje de camellón central y parapetos, así como el tendido del asfalto.

CAMELLON CENTRAL Y PARAPETOS: Son elementos prefabricados de concreto y van colocados al camellón central, sobre el eje longitudinal del puente y las guarniciones en los extremos longitudinales del cuerpo del puente, sobre la losa.

5.1.- ANALISIS DE CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN EJE INTERMEDIO:

Este análisis se realiza al nivel de plantilla más desfavorable siendo aquella donde se encuentran las columnas más esbeltas, que en el caso del puente del Dren Pericos es sobre el eje # 3, con columnas de 3.00 m.

El análisis de cargas que actúan en éste eje será el obtener los efectos que se producen por:

- a) CARGAS MUERTAS.
- b) CARGAS VIVAS.
- c) SISMO LONGITUDINAL.
- d) FUERZA LONGITUDINAL DE FRENAJE.
- e) FUERZA LONGITUDINAL DE FRICCIÓN.
- f) VIENTO LONGITUDINAL.

a) CARGAS MUERTAS: Son las cargas que actúan por peso propio de la estructura, al nivel inferior de la columna.

ASFALTO: Considerando el peso volumétrico del asfalto = 2,200 kg/M³ el espesor es de 10 cm., el ancho de 8.275 m. en dos carriles, siendo de 16.55 m. para los cuatro carriles, y según el área tributaria cubriendo medio claro para cada lado tiene un largo de 30.50 m.

Por tanto;

$$W = (.10)(16.55)(30.50)(2.20 \text{ Ton/M}^3) = 111.05 \text{ Tons.}$$

CAMELION CENTRAL: Consta de un área transversal de 0.428 M² y van colocados sobre el eje longitudinal del puente, provocando una carga en un eje intermedio de;

$$W = (0.428 \text{ M}^2)(30.50 \text{ M})(2.40 \text{ Ton/M}^3) = 31.329 \text{ Tons.}$$

GUARNICIONES: Tienen un área transversal de 0.369 M² y van colocados en los extremos del puente, paralelos al eje longitudinal;

$$W = (0.369 \text{ M}^2)(30.50 \text{ M})(2.40 \text{ Ton/M}^3)(2) = 54.02 \text{ Tons.}$$

FIRME COMPLEMENTARIO: Estas losas cubren el ancho total del puente de 17.80 M., por tanto;

$$W = (17.80 \text{ M})(30.50 \text{ M})(0.18 \text{ M})(2.40 \text{ Ton/M}) = 234.53 \text{ Tons.}$$

VIGAS AASHTO: Analizando la sección transversal, se tiene un área de 0.4974 M², y se colocan 11 elementos para cada claro del puente teniendo una descarga de;

$$W = (0.4974 \text{ M}^2)(30.50 \text{ M})(11 \text{ pzas.})(2.40 \text{ Ton/M}^3) = 400.506 \text{ Tons.}$$

DIAPHRAGMAS: Cada pieza entre vigas tiene un área de 1.384 M², y un espesor de 30 cm., teniendo 10 piezas para cada lado y existen dos diafrágramas para cada eje intermedio. Por tanto;

$$W = (1.384 \text{ M}^2)(10 \text{ pzas.})(0.30 \text{ M})(2)(2.40 \text{ Ton/M}^3) = 19.93 \text{ Tons.}$$

CABEZAL INTERMEDIO: Consta de 1.20 M. de alto, 1.22 M. de ancho, y un largo de 18.36 M.

$$W = (1.20 \text{ M})(1.22 \text{ M})(18.36 \text{ M})(2.40 \text{ Ton/M}^3) = 64.51 \text{ Tons.}$$

COLUMNAS: Son circulares de 1.10 M. de diámetro, y una altura de 3.00 M.;

$W = (((3.1416)(1.10 \text{ M})^2)/4)(3.00 \text{ M})(2.40 \text{ Ton/M}^3) = 6.842 \text{ Tons.}$
 pero cada eje consta de 5 columnas, por tanto;

$$W = (6.842 \text{ Ton})(5 \text{ pzas}) = 34.21 \text{ Tons.}$$

PILOTE COLADO IN SITU: Teóricamente se considera que la zona de empotramiento está comprendida de 1.00 M. a 2.50 M. abajo del nivel del terreno natural, por lo que aquí tomaremos 2.50 M. como más desfavorable. Por tanto;

$$W = (((3.1416)(1.30 \text{ M})^2)/4)(2.50 \text{ M})(5)(2.4 \text{ Ton/M}^3) = 39.82 \text{ Tons.}$$

EFFECTOS FINALES POR CARGA MUERTA SOBRE EJE INTERMEDIO:

A) Al nivel de desplante de columnas;

CONCEPTO:	PESO (Tons)	EXENTRIC.(M)	MOMENTO(Ton-M)
ASFALTO	111.05	0.00	0.00
CAMELLON CENTRAL	31.329	0.00	0.00
GUARNICIONES	54.02	0.00	0.00
FIEME COMPLEMENT.	234.53	0.00	0.00
VIGAS AASHTO	400.506	0.00	0.00
DIAPHRAGMAS	19.93	0.00	0.00
CABEZAL	64.51	0.00	0.00
COLUMNAS	34.21	0.00	0.00
TOTAL:	950.085	0.00	0.00

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

$$W = (950.085) + (39.82) = 989.905 \text{ Tons.}$$

b) **CARGAS VIVAS:** Para obtener el momento máximo, se carga un claro en los cuatro carriles, con carga tipo HS - 20 - 44, para obtener la descarga máxima en eje de apoyos.

En el análisis por carga viva se considera un incremento de la misma para preveer los efectos de impacto y de fatiga de los materiales. Este incremento es: $I = 15 / L + 38$; donde L = Longitud del claro.

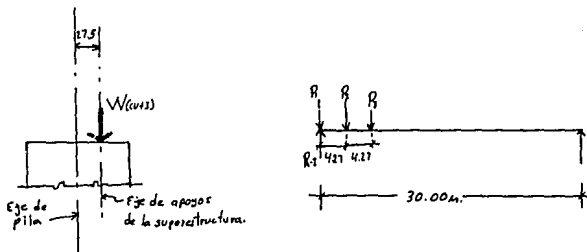
$$\text{En éste caso, } I = 15 / 30 + 38 = 0.2206$$

Según AASHTO Art. 1.2.9., para cuatro carriles o más, se podrá reducir la intensidad de la carga viva en un 25%.

Por tanto;

$$R-1(30) = 14.515 (30) + 14.515 (25.73) + 3.629 (21.46)$$

$$R-1 = 29.56 \text{ Tons.}$$



Por tanto, la descarga máxima sobre el eje de apoyos es;

$$D\text{-max.} = (29.56)(4 \text{ carril})(0.75) = 88.68 \text{ Tons.}$$

Agregando el efecto de impacto;

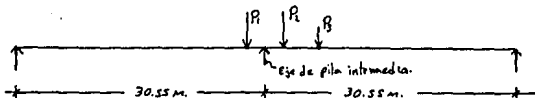
$$D\text{-max.} = (88.68 \text{ Ton.})(1.2206) = 108.24 \text{ Tons.}$$

Pero el eje de apoyos tiene una excentricidad de 27.5 cm. respecto al eje de pila, por consiguiente se genera un momento máximo de;

$$M_{to.} = (108.24 \text{ Ton.})(0.275 \text{ m.}) = 29.766 \text{ Ton-M.}$$

Este momento actúa tanto para el nivel de desplante de columnas como al nivel de empotramiento del pilote.

Descarga máxima en eje de pilas; cargando los dos claros.



$$P-1 = P-2 = 14.515 \text{ Tons.}$$

$$P-3 = 3.629 \text{ Tons.}$$

Ordenadas de línea de influencia.

$$Y-1 = Y-2 = 28.415/30.55 = 0.9301$$

$$Y-3 = 24.145/30.55 = 0.7903$$

Por tanto;

$$D\text{-max.} = ((14.515)(0.9301)(2) + (0.7903)(3.629))(4)(0.75)(1.2206) =$$

$$D\text{-max.} = 109.37 \text{ Tons.}$$

Utilizando carga por carril según AASHTO, para camión HS-20, tenemos;

$$\text{Desc.} = ((0.952)(30.55) + 8.155)(4)(0.75)(1.2206) = 136.36 \text{ Tons.}$$

Por tanto, rige carga por carril.

c) SISMO LONGITUDINAL:

Coeficiente sísmico: 0.06

$$\text{Fuerza Sísmica} = (\text{Coef. Sísmico})(\text{Peso del Elemento}).$$

Por lo tanto:

$$\text{(FS-1) Sismo en Superestructura} = (0.06)(851.365 \text{ Ton}) = 51.082 \text{ Tons.}$$

$$\text{(FS-2) Sismo en Cabezal} = (0.06)(64.51 \text{ Tons}) = 3.87 \text{ Tons.}$$

$$\text{(FS-3) Sismo en Columnas} = (0.06)(34.21 \text{ Ton.}) = 2.052 \text{ Tons.}$$

$$\text{(FS-4) Sismo en Pilotes} = (0.06)(39.82 \text{ Ton}) = 2.389 \text{ Tons.}$$

EFFECTOS EN EL EJE:

A) Al nivel de desplante de columnas;

$$\text{FS} = 57.004 \text{ Tons.}$$

$$\text{MS} = \text{Momento Sísmico} = (51.082)(4.20 \text{ m.}) + (3.87)(3.60 \text{ m}) + (2.052)(1.50 \text{ m}) = 231.554 \text{ Ton-M.}$$

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

$$\text{FS} = 59.393 \text{ Tons.}$$

$$\text{MS} = (51.082)(6.7 \text{ m}) + (3.87)(6.10 \text{ m}) + (2.052)(4.00 \text{ m}) + (2.389)(1.25 \text{ m}) = 377.05 \text{ Ton-M.}$$

d) FUERZA LONGITUDINAL DE FRENAJE:

$$\text{F-L} = 0.05 \text{ Wcv}$$

$$\text{Wcv} = ((0.952)(30.55) + 8.165)(0.75)(4) = 111.74 \text{ Tons.}$$

$$\text{F-L} = 0.05(111.74 \text{ Ton}) = 5.58 \text{ Tons.}$$

A) Al nivel de desplante de las Columnas;

$$\text{M-L} = 5.58 \text{ Tons.} (4.20 \text{ m}) = 23.436 \text{ Ton-M.}$$

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

$$\text{M-L} = 5.58 \text{ Tons.} (6.70 \text{ m}) = 37.386 \text{ Ton-M.}$$

e) FUERZA LONGITUDINAL DE FRICCIÓN:

$$\text{F-f} = 0.05 \text{ Wcm}$$

$$\text{Wcm} = 851.365 \text{ Tons.}$$

$$\text{F-f} = 0.05(851.365 \text{ Tons}) = 42.56 \text{ Tons.}$$

A) Al nivel de desplante de Columnas;

$$\text{M-f} = 42.56 \text{ Tons.} (4.20 \text{ m}) = 178.752 \text{ Ton-M}$$

B) Al nivel de empotramiento del Pilote;

$$\text{M-f} = 42.56 \text{ Tons.} (6.70 \text{ m}) = 285.152 \text{ Tons.}$$

f) VIENTO LONGITUDINAL:

F-v = 0.059(Area).

En superestructura: F-v = 0.059(2.63 m)(30.50 m) = 4.73 Tons.

A) Al nivel de desplante de Columnas;

F-v = 4.73 Tons.

M-v = 4.73 Ton.(4.20 m) = 19.866 Ton-M.

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

M-v = 4.73 Ton.(6.70 m) = 31.691 Tons-M.

En carga móvil: F-v = 0.06(Long. del claro).

F-v = 0.06(30.50) = 1.83 Ton.

A) Al nivel de desplante de Columnas;

M-v = 1.83 Ton(4.20 m) = 7.686 Ton-M.

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

M-v = 1.83 Ton(6.70 m) = 12.261 Ton-M.

RESUMEN :

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN EJE INTERMEDIO:	A) Al nivel de desplante de Columnas (Tons.)	B) Al nivel de empotramiento del pilote(Tons.)
a) CARGAS MUERTAS:	950.085	989.905
Momento:	0.00	0.00
b) CARGAS VIVAS:	136.36	136.36
Momento:	29.766	29.766
c) SISMO LONGITUDINAL:	57.004	59.393
Momento:	231.554	377.05
d) FUERZA LONG. DE FRENAJE:	5.58	5.58
Momento:	23.436	37.386
e) FUERZA LONG. DE FRICCION:	42.56	42.56
Momento:	178.752	285.152
f) VIENTO LONGITUDINAL:		
En superestructura;	4.73	4.73
Momento:	19.866	31.691
En carga móvil;	1.83	1.83
Momento:	7.686	12.261

5.2.- ANALISIS DE CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN EJE EXTREMO:

a) CARGAS MUERTAS: En la superestructura, se analiza solamente la mitad de un claro.

$$\text{ASPALTO: } W = (.10)(16.55)(15.00 \text{ m})(2.20 \text{ Ton/M}^3) = 54.615 \text{ Tons.}$$

$$\text{CAM. CENTRAL: } W = (0.428 \text{ m}^2)(15)(2.40 \text{ T/M}^3) = 15.408 \text{ Tons.}$$

$$\text{GUARNICIONES: } W = (0.369 \text{ m}^2)(15)(2.40 \text{ T/M}^3)(2) = 26.568 \text{ Tons.}$$

$$\text{FIRME COMPL.: } W = (.18)(17.80)(15)(2.40 \text{ T/M}^3) = 115.344 \text{ Tons.}$$

$$\text{VIGAS AASHTO: } W = (0.4974 \text{ m}^2)(15)(11)(2.40 \text{ T/M}^3) = 196.97 \text{ Tons.}$$

$$\text{DIAFRAGMA: } W = (1.384 \text{ m}^2)(.30)(10 \text{ pzas})(2.40 \text{ T/M}^3) = 9.965 \text{ Tons.}$$

$$\text{CABEZAL: } W = (1.20)(1.22)(18.36)(2.40 \text{ T/M}^3) = 64.51 \text{ Tons.}$$

$$\text{RESPALDO: } W = (32.422)(.20 \text{ m})(2.40 \text{ T/M}^3) = 15.56 \text{ Tons.}$$

$$\text{ALEROS: } W = (2.94)(3.00)(.30)(2 \text{ pzas})(2.40 \text{ T/M}^3) = 12.70 \text{ Tons.}$$

$$\text{COLUMNAS: } W = ((3.1416(1.10)^2)/4)(3.00)(5 \text{ pzas})(2.40 \text{ T/M}^3) = 34.212 \text{ T.}$$

$$\text{PILOTES: } W = ((3.1416(1.30)^2)/4)(2.50)(5 \text{ pzas})(2.40 \text{ T/M}^3) = 39.82 \text{ Tons}$$

EFFECTOS FINALES POR CARGA MUERTA SOBRE EJE EXTREMO:

A) Al nivel de desplante de Columnas:

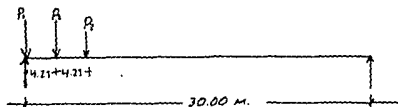
CONCEPTO:	PESO(Ton.)	EXCENTRIC.(M)	MOMENTO(T-M)
SUPERESTRUCTURA:	418.87	(-) 0.11	(-) 46.076
CABEZAL:	64.51	0.00	0.00
ALEROS:	12.70	(-) 2.11	(-) 26.797
RESPALDO:	15.56	(-) 0.51	(-) 7.94
COLUMNAS:	34.212	0.00	0.00
TOTAL:	545.852		(-) 80.813

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

$$W = 545.852 \text{ Ton.} + 39.82 \text{ Ton.} = 585.672 \text{ Tons.}$$

$$\text{Momento: } (-) 80.813 \text{ Ton-M.}$$

b) CARGAS VIVAS: Se carga el claro a efecto más desfavorable.



Descarga máxima:

$$D\text{-max.} = (14.515)(30.00) + (14.515)(25.73) + (3.629)(21.46) / 30.00$$

$$D\text{-max.} = 29.560 \text{ Tons. (Descarga por carril).}$$

$$D\text{-max.} = (29.560)(0.75)(4) = 88.68 \text{ Tons. (Para 4 carriles).}$$

$$\text{Momento: } M = 88.68 \text{ Ton } (-0.11 \text{ M}) = (-) 9.755 \text{ Ton-M.}$$

Estos valores son para cualquiera de los casos A) y B).

c) SISMO LONGITUDINAL:

$$(\text{FS-1}): \text{ Sismo en superestructura} = (0.06)(418.87 \text{ Ton}) = 25.132 \text{ Tons.}$$

$$(\text{FS-2}): \text{ Sismo en Cabezal} = (0.06)(64.51+12.70+15.56) = 5.566 \text{ Tons.}$$

$$(\text{FS-3}): \text{ Sismo en Pilas} = (0.06)(34.212) = 2.053 \text{ Tons.}$$

$$(\text{FS-4}): \text{ Sismo en Pilotes} = (0.06)(39.82) = 2.3892 \text{ Tons.}$$

EFFECTOS FINALES POR SISMO EN EL EJE:

A) Al nivel de desplante de Columnas;

$$FS = 35.14 \text{ Tons.}$$

$$\text{Mto.} = ((25.132)(4.20) + (5.566)(3.97) + (2.053)(1.50)) = 130.731 \text{ Ton-M.}$$

B) Al nivel de empotramiento del Pilote;

$$FS = 37.529 \text{ Tons.}$$

$$\text{Mto.} = ((25.132)(6.7) + (5.566)(6.47) + (2.053)(4.00) + (2.389)(1.25))$$

$$\text{Mto.} = 215.595 \text{ Ton-M.}$$

d) FUERZA LONGITUDINAL DE FRENAJE:

$$F\text{-L} = 0.05(111.74 \text{ Tons}) = 5.58 \text{ Tons.}$$

A) Al nivel de desplante de Columnas;

$$F\text{-L} = 5.58 \text{ Tons.}$$

$$M\text{-L} = 5.58 \text{ Ton. (4.20 m)} = 23.436 \text{ Ton-M.}$$

B) Al nivel de empotramiento del pilote;

$$F\text{-L} = 5.58 \text{ Tons.}$$

$$M\text{-L} = 5.58 \text{ Ton. (6.70 M)} = 37.386 \text{ Tons-M.}$$

e) FUERZA LONGITUDINAL DE FRICCIÓN:

$$W_{cm} = 418.87 \text{ Tons.}$$

$$F\text{-f} = 0.05W_{cm} = 0.05(418.87 \text{ Ton.}) = 20.94 \text{ Tons.}$$

A) Al nivel de desplante de Columnas;

$$F\text{-f} = 20.94 \text{ Tons.}$$

$$M\text{-f} = 20.94 \text{ Ton. (4.20 m)} = 87.948 \text{ Ton-M.}$$

B) Al nivel de empotramiento del Pilote;

$$F\text{-f} = 20.94 \text{ Tons.}$$

$$M\text{-f} = 20.94 \text{ Ton. (6.7 m.)} = 140.298 \text{ Ton-M.}$$

f) VIENTO LONGITUDINAL:

F-v = 0.059(Area); En superestructura;

F-v = 0.059(2.63 m)(30.50 m) = 4.73 Tons.

A) Al nivel de desplante de Columnas;

F-v = 4.73 Tons.

M-v = 4.73 Ton. (4.20 m) = 19.866 Ton-M.

B) Al nivel de empotramiento del Pilote;

F-v = 4.73 Tons.

M-v = 4.73 Ton. (6.70 m) = 31.691 Tons.

En Carga Móvil; F-v = 0.06(30.50) = 1.83 Tons.

A) Al nivel de desplante de Columnas;

F-v = 1.83 Tons.

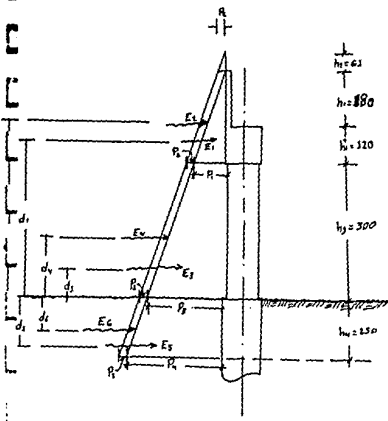
M-v = 1.83 Ton.(4.20 m) = 7.686 Ton-m.

B) Al nivel de empotramiento del Pilote;

F-v = 1.83 Tons.

M-v = 1.83 Ton.(6.70 m) = 12.261 Ton-M.

g) EMPUJE DE TIERRAS: Este análisis se realiza para ejes extremos, debido al contacto del terraplén que forman los abroches del puente.



- PRESIONES -

$$P = k_a \cdot \gamma \cdot h$$

$$k_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$\therefore k_a = \tan^2(45^\circ - 33^\circ/2) = 0.2948$$

$$\gamma = 1.65 \text{ ton/m}^3$$

$$P_1 = (0.2948)(1.65)(3.00) = 1.46 \text{ ton/m}^2$$

$$P_2 = (0.2948)(1.65)(0.61) = 0.30 \text{ ton/m}^2$$

$$P_3 = (0.2948)(1.65)(6.00) = 2.92 \text{ ton/m}^2$$

$$P_4 = (0.2948)(1.65)(8.50) = 4.13 \text{ ton/m}^2$$

P_1, P_3, P_4 = Empujes del terreno natural.

P_2 = Empuje por sobrecarga móvil.

EMPUJES:

$$E-1 = ((P-1)(H-1)/2)(L) = ((1.46)(3.00)/2)(17.20) = 37.668 \text{ Tons.}$$

$$D-1 = 3.00 + 1.00 = 4.00 \text{ M.}$$

$$E-2 = (P-2)(H-1)(L) = (0.30)(3.00)(17.20) = 15.48 \text{ Tons.}$$

$$D-2 = 3.00 + (3.00/2) = 4.50 \text{ M.}$$

$$E-3 = ((P-1+P-3)(H-3)/2)(L) = ((1.46+2.92)(3.00)/2)(1.10)(5) = 36.135 \text{ T.}$$

$$D-3 = (H-3/3)((2P-1+P-3)/(P-1+P-3)) = (3.00/3)((2(1.46)+(2.92))/(1.46+2.92)) = 1.37 \text{ M.}$$

$$E-4 = (P-2)(H-3)(L)(N) = (0.30)(3.00)(1.10)(5) = 4.95 \text{ Tons.}$$

$$D-4 = (H-3)/2 = (3.00)/2 = 1.50 \text{ M.}$$

$$E-5 = ((P-3)+P-4)/2(H-4)(L)(N) = ((2.92 + 4.13)/2)(2.50)(1.30)(5) = 57.28 \text{ Tons.}$$

$$D-5 = 1.178 \text{ M.}$$

$$E-6 = (P-2)(H-4)(L)(N) = (0.30)(2.50)(1.30)(5) = 4.875 \text{ Tons.}$$

$$D-6 = 1.25 \text{ M.}$$

EFECTOS FINALES POR EMPUJE DE TIERRAS:

A) Al nivel de desplante de Columnas;

$$E\text{-total} = (37.668+15.48+36.135+4.95) = 94.233 \text{ Tons.}$$

$$\text{Momento} = ((37.668)(4.00)+(15.48)(4.50)+(36.135)(1.37)+(4.95)(1.50)) = 277.26 \text{ Ton-M.}$$

B) Al nivel de empotramiento del Pilote;

$$E\text{-total} = (37.668+15.48+36.135+4.95+57.28+4.875) = 156.388 \text{ Tons.}$$

$$\text{Momento} = ((37.668)(6.50)+(15.48)(7.00)+(36.135)(3.87)+(4.95)(4.00)+57.28)(1.178)+(4.875)(1.25)) = 586.41 \text{ Ton-M.}$$

RESUMEN:

CARGAS QUE ACTUAN SOBRE UN EJE EXTREMO:	A) Al nivel de des-PLANTE de Columnas	B) Al nivel de emp. del Pilote-
a) CARGAS MUERTAS:	545.852	585.672
Momento:	(-) 80.813	(-) 80.813
b) CARGAS VIVAS:	88.68	88.68
Momento:	(-) 9.755	(-) 9.755
c) SISMO LONGITUDINAL:	35.14	37.529
Momento:	130.731	215.595
d) PZA. LONG. DE FRENAJE:	5.58	5.58
Momento:	23.436	37.386
e) PZA. LONG. DE FRIGCION:	20.94	20.94
Momento;	87.948	140.298
f) VIENTO LONGITUDINAL:		
En superestructura;	4.73	4.73
Momento:	19.866	31.691
En carga móvil:	1.83	1.83
Momento:	7.686	12.261
g) EMPUJE DE TIERRAS:	94.233	156.388
Momento:	277.26	586.41

5.3.- ANALISIS DE CARGAS, MOMENTOS Y CORTANTES EN EL EXTREMO INFERIOR DE LA PILA.

Debido a los resultados obtenidos en los análisis de eje intermedio y de eje extremo, en la pila del puente se obtendrán los valores de las cargas que actúan en la parte inferior de una columna, y en el nivel de empotramiento de un pilote.

Cada pila o eje consta de 5 columnas y por lo tanto, de 5 pilotes.

De ésta manera, las fuerzas actuantes se reparten para cada pilote.

Se analizará tanto el eje intermedio como el eje extremo, y se tomarán en cuenta los resultados más desfavorables por una parte en su nivel de desplante de columnas y por otra parte en su nivel de empotramiento del pilote.

1).- EFECTOS PARA EJE INTERMEDIO EN EL NIVEL DE DESPLANTE DE COLUMNAS:

CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTOS:	CORTANTE:
a) CARGA MUERTA:	190.017	0.00	0.00
b) CARGA VIVA:	27.272	5.953	0.00
c) SISMO LONGITUD:	0.00	46.31	11.40
d) FZA. L. FRENAJE:	0.00	4.687	1.116
e) FZA. L. FRICCIÓN:	0.00	35.75	8.512
f) VIENTO LONGITUD:			
Superestructura;	0.00	3.973	0.946
Carga móvil;	0.00	1.537	0.366

2).- EFECTOS PARA EJE INTERMEDIO EN EL NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DEL PILOTE:

a) CARGA MUERTA:	197.981	0.00	0.00
b) CARGA VIVA:	27.27	5.953	0.00
c) SISMO LONGITUDINAL:	0.00	75.41	11.878
d) FZA. LONG. FRENAJE:	0.00	7.477	1.116
e) FZA. L. FRICCIÓN:	0.00	57.03	8.51
f) VIENTO LONGITUD:			
Superestructura;	0.00	6.338	0.946
Carga móvil;	0.00	2.452	0.366

3).- EFECTOS PARA EJE EXTREMO EN NIVEL DE DESPLANTE DE COLUMNA:

a) CARGA MUERTA:	109.17	16.16	0.00
b) CARGA VIVA:	17.736	1.951	0.00
c) SISMO LONGITUD:	0.00	26.146	7.03
d) FZA. L. FRENAJE:	0.00	4.687	1.116
e) FZA. L. FRICCIÓN:	0.00	17.59	4.188
f) VIENTO LONGITUD:			
Superestructura;	0.00	3.973	0.946
Carga móvil;	0.00	1.537	0.366
g) EMPUJE DE TIERRA:	0.00	55.452	18.85

4) EFECTOS PARA UN PILOTE EN EL NIVEL DE EMPOTRAMIENTO: EJE EXTREMO.

CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
a) CARGA MUERTA	117.134	16.16	0.00
b) CARGA VIVA:	17.736	1.951	0.00
c) SISMO LONGITUD.:	0.00	43.119	7.506
d) FZA. L. FRENAJE:	0.00	7.477	1.116
e) FZA. L. FRICCIÓN:	0.00	28.06	4.188
f) VIENTO LONGITUD.:			
Superestructura;	0.00	6.338	0.946
Carga móvil;	0.00	2.452	0.366
g) EMPUJE DE TIERRAS:	0.00	117.282	31.277

A continuación se analizan los efectos transmitidos tanto al nivel de desplante de la columna en el terreno natural, como en el nivel de empotramiento del pilote a 2.50 m. del terreno natural.

De éste análisis se obtendrán los efectos más desfavorables que se pueden presentar en la sección transversal.

Para éste análisis, se emplearán las combinaciones de cargas que por especificación de la AASHTO se consideran las más críticas, las cuales son:

GRUPO I:

En éste grupo interviene la suma de los efectos producidos por carga viva, por carga muerta y por empuje del terreno cuando se trata de un eje extremo.

GRUPO II:

En éste grupo interviene la suma de los efectos producidos por carga muerta y viento en superestructura, donde los totales son afectados por un factor de reducción de 1.25.

GRUPO III:

En éste grupo intervienen los efectos producidos por: los resultados del grupo I, el 30% del viento en la superestructura, el viento en la carga móvil, la fuerza longitudinal de frenaje y la fuerza longitudinal de fricción, donde los totales son afectados por un factor de reducción de 1.25.

GRUPO VII:

En el cuál intervienen los efectos producidos por carga muerta y sismo, donde los totales son afectados por un factor de reducción de 1.33.

Se realizará el análisis primero para pilas en eje intermedio y eje extremo en el nivel de desplante de columnas, y después para eje intermedio y eje extremo para nivel de empotramiento del pilote, y obtener así los efectos más desfavorables para la revisión de sección de columna y de pilote.

- COMBINACIONES DE CARGAS -

A-1) EJE INTERMEDIO EN NIVEL DE DESPLANTE DE COLUMNAS:

GRUPO I:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	190.017	0.00	0.00
CARGA VIVA	27.272	5.953	0.00
TOTAL:	217.289.	5.953	0.00

GRUPO II:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	190.017	0.00	0.00
VIENTO EN SUPERESTRUC.	0.00	3.973	0.946
TOTAL:	190.017	3.973	0.946
TOTAL/1.25	152.013	3.178	0.757

GRUPO III:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
GRUPO I (TOTALES)	217.289	5.953	0.00
30% VIENTO SUPERESTRUC.	0.00	1.192	0.284
VIENTO EN CARGA MOVIL	0.00	1.537	0.366
FZA. L. DE FRENAJE	0.00	4.687	1.116
FZA. L. DE FRICCION	0.00	35.75	8.512
TOTAL:	217.289	49.119	10.278
TOTAL/1.25	173.831	39.295	8.222

GRUPO VII:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	190.017	0.00	0.00
SISMO	0.00	46.31	11.40
TOTAL:	190.017	46.31	11.40
TOTAL/1.33	142.87	34.82	8.57

A-2) EJE EXTREMO EN NIVEL DE DESPLANTE DE COLUMNAS:

GRUPO I:

CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	109.17	(-) 16.16	0.00
CARGA VIVA	17.736	(-) 1.951	0.00
EMPUJE DEL TERRENO	0.00	55.452	18.85
TOTAL:	126.906	37.341	18.85

GRUPO II:

CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	109.17	16.16	0.00
VIENTO EN SUPERESTRUCT.	0.00	3.973	0.946
TOTAL:	109.17	20.133	0.946
TOTAL/1.25	87.336	16.106	0.757

GRUPO III:

CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
GRUPO I (TOTALES)	126.906	37.341	18.85
30% VIENTO SUPERESTRUC.	0.00	1.192	0.284
VIENTO EN CARGA MOVIL	0.00	1.537	0.366
PZA. L. DE PRENAJE	0.00	4.687	1.116
PZA. L. DE FRICCION	0.00	17.59	4.188
TOTAL:	126.906	62.347	24.804
TOTAL/ 1.25	101.525	49.877	19.843

GRUPO VI:

CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	109.17	16.16	0.00
SISMO	0.00	26.146	7.03
TOTAL:	109.17	42.306	7.03
TOTAL/1.33	82.083	31.809	5.286

-DONDE LOS EFECTOS MAS DESFAVORABLES EN DESPLANTE DE COLUMNAS SON:

-PARA EJE INTERMEDIO:(GRUPO III) -PARA EJE EXTREMO:(GRUPO III)

P = 173.831 Tons.

P = 101.525

M = 39.295 Ton-M.

M = 49.877 Ton-M.

V = 8.222 Tons.

V = 19.843 Tons.

B-1) EJE INTERMEDIO EN NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DEL PILOTE:

GRUPO I:			
CONCEPTO:	--DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	197.981	0.00	0.00
CARGA VIVA:	27.27	5.953	0.00
TOTAL:	225.251	5.953	0.00

GRUPO II:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	197.981	0.00	0.00
VIENTO EN SUPERESTRUC.	0.00	6.338	0.946 _T
TOTAL:	197.981	6.338	0.946
TOTAL/1.25	158.385	5.07	0.757

GRUPO III:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
GRUPO I (TOTALES)	225.251	5.953	0.00
30% VIENTO SUPERESTRUC.	0.00	1.901	0.284
VIENTO EN CARGA MOVIL	0.00	2.452	0.366
PZA. L. DE FRENAJE	0.00	7.477	1.116
PZA. L. DE FRICCION	0.00	57.03	8.51
TOTAL:	225.251	74.813	10.276
TOTAL/1.25	180.20	59.85	8.221

GRUPO VII:			
CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	197.981	0.00	0.00
SISMO	0.00	75.41	11.878
TOTAL:	197.981	75.41	11.878
TOTAL/1.33	148.86	56.67	8.93

B-2) EJE EXTREMO EN NIVEL DE EMPOTRAMIENTO DEL PILOTE:

GRUPO I: CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	117.134	(-) 16.16	0.00
CARGA VIVA	17.736	(-) 1.951	0.00
EMPUJE DEL TERRENO	0.00	117.282	31.277
TOTAL:	134.87	99.171	31.277

GRUPO II: CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	117.134	16.16	0.00
VIENTO EN SUPERBSTRUC.	0.00	6.338	0.946
TOTAL:	117.134	22.498	0.946
TOTAL/1.25	93.707	17.998	0.757

GRUPO III: CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
GRUPO I (TOTALES)	134.87	99.171	31.277
30% VIENTO SUPERESTRUC.	0.00	1.901	0.284
VIENTO CARGA MOVIL	0.00	2.452	0.366
PZA. L. DE FRENAJE	0.00	7.477	1.116
PZA. L. DE FRICCION	0.00	28.06	4.188
TOTAL:	134.87	139.061	37.231
TOTAL/1.25	107.896	111.25	29.785

GRUPO VII: CONCEPTO:	DESCARGA:	MOMENTO:	CORTANTE:
CARGA MUERTA	117.134	16.16	0.00
SISMO	0.00	43.119	7.506
TOTAL:	117.134	59.279	7.506
TOTAL/1.33	88.07	44.57	5.64

DONDE LOS EFECTOS MAS DESFAVORABLES EN EMPOTRAMIENTO DEL PILOTE SON:
 -PARA EJE INTERMEDIO: (GRUPO III) -PARA EJE EXTREMO: (GRUPO III)
 P = 180.20 Tons. P = 107.896 Tons.
 M = 59.85 Ton-M. M = 111.25 Ton-M.
 V = 8.221 Tons. V = 29.785 Tons.

Por tanto, los efectos más desfavorables tanto para el nivel de desplante de columnas como para el nivel de empotramiento del pilote, son los resultados del análisis del grupo III, para eje extremo. Esto, en cuanto al análisis longitudinal.

Para el análisis de efectos transversales se consideran las siguientes fuerzas horizontales:

- 1) EMPUJE DINAMICO DEL AGUA.
- 2) SISMO TRANSVERSAL.
- 3) VIENTO TRANSVERSAL.

Y para las descargas verticales, se consideran las cargas muertas y las cargas vivas.

Entendiéndose que debido a que la velocidad máxima del agua es de 3.285 m/seg., produciendo una presión poco considerable, y que éstos efectos transversales son resistidos por las pilas del puente, consistiendo éstas en marcos rígidos de 5 columnas de 1.10 m. de diámetro, y un travesaño que soporta la superestructura del puente de 1.20 m. de peralte y 1.22 m. de ancho, y una distancia entre ejes de columnas de 3.67 m., se puede deducir que los efectos transversales disminuyen para cada columna con respecto a los efectos longitudinales, siendo éstos últimos los que rigen las condiciones de diseño.

Por éstos motivos, los efectos horizontales transversales no se consideran en el presente trabajo.

Quedando los datos obtenidos en el análisis de efectos longitudinales, para proceder al diseño estructural de columnas y pilotes, así como su revisión por efectos de trabajo de los materiales de construcción de los mismos, y aceptar o rechazar la propuesta antes descrita.

5.4.- DISEÑO Y CONSTRUCCION DEL PILOTE:

Para el diseño, realizaremos una revisión tanto para la columna con diámetro de 1.10 m., como para el pilote con diámetro de 1.30 m. y obtener los esfuerzos de trabajo de los materiales.

Los efectos mas desfavorables con los cuales se realiza la revisión de la columna, son aquéllos que resultaron del análisis en el nivel de su desplante; más crítico para eje extremo:

$$\phi = 1.10 \begin{cases} P = 101.525 \text{ Tons.} \\ M = 49.877 \text{ Ton-M.} \\ V = 19.843 \text{ Tons.} \end{cases} \quad \phi = 1.30 \begin{cases} P = 107.896 \text{ Tons.} \\ M = 111.25 \text{ Ton-M.} \\ V = 29.785 \text{ Tons.} \end{cases}$$

REVISION POR ESBELTEZ:

Según AGI-318-77, para miembros sujetos a compresión no contraventeados contra el desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez se pueden no considerar cuando:

$$100 > \lambda > 22$$

donde; λ = Relación de esbeltez.

$$\lambda = (K)(Lu)/(r)$$

donde; $K = 2$ = Factor de longitud efectiva para miembros a compresión.

$Lu = 2.5 + 3.0 + 1.2 = 6.70$ m. = Long. no apoyada de un miembro a compresión.

$r = (0.3)(1.3) = 0.39$ = Radio de giro de la sección trasversal de un miembro a compresión.

-Por tanto;

$\lambda = (2)(6.70)/(0.39) = 34.35$, mayor que 22, por lo tanto, se consideran los efectos por esbeltez.

AMPLIACION DE MOMENTO:

Se considera un incremento en el momento debido a la esbeltez del miembro a compresión;

P_a = Factor de ampliación.

$$P_a = C_m / (1 - (P_u / \phi P_c))$$

donde;

$C_m = 0.6 + 0.4(M-1/M-2)$ = Factor de relación de diagramas de momentos reales con diagramas de momentos uniformes equiv.
Para miembros no contraventeados contra el desplazamiento lateral, $M-1/M-2 = 1.00$.

Por tanto; $C_m = 1.00$

$P_u = \beta(P) = 2.5(107.896)$ = (Factor de ampliación de carga)(Carga total) = 269.74 Tons.

$$P_c = (\pi)^2 (EI) / ((K)(L_u))^2$$

$$EI = ((E_c)(I_g) / 2.5) / (1 + \mu)$$

$$E_c = \text{Módulo de elasticidad del concreto} = 15,000 \sqrt{f'_c}$$

$$= 15,000 \sqrt{250} = 237,170.82 \text{ Kg/cm}^2 = 2^*371,708.20 \text{ Ton/m}^2.$$

$$I_g = \text{Mto. de inercia de la sección total de concreto, sin considerar el acero} = (\pi) r^4 / 4 = (3.1416)(0.65)^4 / 4$$

$$= 0.1402 \text{ M}^4.$$

$$\mu = 0.00$$

Por tanto;

$$EI = ((2^*371,708.2)(0.1402) / 2.5) / (1 + 0) = 133,005.40 \text{ Ton/m}^2.$$

$$P_c = (3.1416)^2 (133,005.4) / ((2)(6.7))^2 = 7,310.74 \text{ Tons.}$$

Y;

$$P_a = (1.00) / (1 - (269.74 / (1)(7,310.74))) = 1.0383$$

Por lo tanto, los efectos de diseño son:

-Para diámetro de 1.10 M.:

$$P = 101.525 \text{ Tons.}$$

$$M = 49.877 (1.0383) = 51.787 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 19.843 \text{ Tons.}$$

-Para diámetro de 1.30 M.:

$$P = 180.20 \text{ Tons.}$$

$$M = 111.25 (1.0383) = 115.51 \text{ Ton-m.}$$

$$V = 29.785 \text{ Tons.}$$

DISEÑO DE LA COLUMNA POR ESFUERZOS DE TRABAJO, CON DIAMETRO DE 1.10 M.:

-CUANTIA:

La cuantía mínima del refuerzo longitudinal para miembros no compuestos sujetos a compresión, es el 1% del área total de la sección, mientras que la cuantía máxima permisible es del 8% del área total de la sección, según ACI-77.

Para miembros sujetos a flexión, la cuantía mínima no será menor de: $14/f_y$.

La cuantía a considerar es igual a: $\rho = 0.75(\rho_b)$

Donde;

$$\rho_b = (0.85 f'_c B_1 / f_y) (6,000 / 6,000 + f_y)$$

Tenemos;

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B_1 = 0.85$$

Por lo tanto;

$$\rho_b = (0.85)(0.85)(280 \text{ Kg/cm}^2)/4,200 \text{ Kg/cm}^2(6,000/6,000+4,200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\rho_b = (0.0481666)(0.5882350) = 0.0283333$$

De donde;

$$\ell = 0.75 (0.0283333) = 0.02125$$

Por lo tanto, el área de acero requerida es:

$$A_s = A_g (\rho) = (9503 \text{ cm}^2)(0.02125) = 201.94 \text{ cm}^2$$

a) Colocando varillas de 1-1/4"; A-var = 7.91 cm².

$$\text{No. vars} = 201.94 \text{ cm}^2/7.91 \text{ cm}^2 = 25.53 = 26 \text{ vars.}$$

De donde: $A_s = 205.66 \text{ cm}^2$, y $\ell = 0.0216$

b) Colocando varillas de 1-1/2"; A-var = 11.40 cm²

$$\text{No. vars} = 201.94 \text{ cm}^2/11.40 \text{ cm}^2 = 17.71 = 18 \text{ vars.}$$

De donde: $A_s = 205.20 \text{ cm}^2$, y $\ell = 0.0216$

c) Colocando varillas de 1"; A-var = 5.06 cm².

$$\text{No. vars} = 40, \text{ con } A_s = 202.40 \text{ cm}^2$$

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DE LA COLUMNA:

$$A_g = \text{Area de la sección total} = 9503 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Area del acero requerido} = 205.20 \text{ cm}^2$$

$$P\text{-cap} = \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s]$$

$$\phi = 0.70; f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2; f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P\text{-cap} = 0.70 (0.85 (250)(9503 - 205.2) + (4,200)(205.2))$$

$$= 1,986,335.8 \text{ Kg} = 1,986 \text{ Tons.}, \text{ mayor que } P = 180 \text{ Tons.}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = V / A = 30 \text{ Ton} / 0.9503 \text{ M}^2 = 31.6 \text{ Ton/M}^2.$$

$$\text{Esfuerzo cortante resistente del concreto} = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

$$= 0.53 \sqrt{250} = 8.38 \text{ Kg/cm}^2 = 83.8 \text{ Ton/M}^2, \text{ mayor que el esfuerzo cortante actuante.}$$

ESTRIBOS:

Por especificación la separación de los estribos está dada por la menor de las siguientes consideraciones:

- A) Menor dimensión de la sección transversal = $D = 110$ cm.
- B) 16 veces el diámetro de la varilla del refuerzo vertical = $16(3.175 \text{ cm}) = 50.08$ cm.
- C) 48 veces el diámetro del estribo (varilla de $3/8''$), = $= 48(0.95 \text{ cm}) = 45.6$ cm.

Por lo tanto se colocará espiral de $3/8''$ a cada 45 cm. de separación.

DISEÑO DE LA COLUMNA DE 1.30 M. DE DIÁMETRO:

DISEÑO DE LA SECCION DEL PILOTE:

Según el estudio de mecánica de suelos, la capacidad de carga del terreno de apoyo para los pilotes es de 140 Ton/M^2 .
Tenemos que; $P = 180$ Tons.

$$Wt = 140 \text{ Tons/M}^2 = \text{Cap. de carga del terreno.}$$

Por tanto; $A\text{-ct} = \text{Area de contacto} = P / Wt$

$$A\text{-ct} = (180 \text{ Ton}) / 140 \text{ Ton/M}^2 = 1.286 \text{ M}^2.$$

para ésta área, se obtiene un diámetro de: $D = \sqrt{4(A\text{-ct})/\pi} = 1.28$ M.

Por lo cuál para la interacción por contacto, se establece que el diámetro será de 1.30 M., obteniendo un esfuerzo en el terreno de; $Wt = 180 / 1.32 = 136.4 \text{ Ton/M}^2$, menor que el admisible.

Considerando el armado de la columna de 1.10 m., para el pilote obtenemos una cuantía de;

$$A_s = 205.66 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 13,273 \text{ cm}^2$$

$$e = 0.0155, \text{ mayor que } 0.01.$$

Por tanto, el armado constará de 26 vars. de $1-1/4''$, con espiral de $3/8''$ a cada 45 cm.

CAPACIDAD DE CARGA AXIAL DEL PILOTE:

$$P\text{-cap} = 0.70[0.85(250)(13,273 - 205.66) + (4,200)(205.66)] \\ = 2,548 \text{ Tons.}, \text{ mayor que } P = 180 \text{ Tons.}$$

$$\text{Esf. Cortante} = 30 / 1.3273 = 22.6 \text{ Ton/M}^2, \text{ menor a } 83 \text{ T/M}^2$$

Por lo tanto, la columna de la pila y el pilote, tendrán el mismo armado, y sólo cambiará la sección de 1.10 M. a 1.30 M. en el nivel del terreno natural.

Así, la columna tendrá un recubrimiento para el acero de 5 cm., y el pilote tendrá 15 cm.

Ahora, se revisará la columna y el pilote sometidos a flexo-compresión, por esfuerzos de trabajo.

Para la columna se tomarán en cuenta las fuerzas actuantes en el nivel de desplante de las mismas, como su punto más desfavorable.

Para el pilote se considera el nivel de empotramiento del mismo, que es a 2.50 m. de profundidad, debido a que es el punto donde se presentan los máximos esfuerzos actuantes.

Por lo tanto, para la revisión de la columna de 1.10 M. de diámetro tenemos;

$$M = 51.787 \text{ Ton-M.}$$

$$P = 101.525 \text{ Tons.}$$

$$e = \text{excentricidad} = M / P = 0.510 \text{ m.}$$

$$A_g = \text{Area total de sección} = 9503 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \text{Area del acero de ref.} = 26 \text{ vars. de } 1-1/4" = 205.85 \text{ cm}^2$$

$$P_g = A_s / A_g = 0.02166$$

$$n = 8$$

ΣT_s = Fuerzas de tensión en el acero.

ΣC_s = Fuerzas de compresión en el acero.

ΣC_c = Fuerzas de compresión en el concreto.

-Para obtener el valor de k_d , se debe cumplir el equilibrio de momentos a partir del punto de aplicación de la carga (P).

-Proponiendo un valor de $k_d = 52.00 \text{ cm.}$

COMPRESION EN EL CONCRETO:

$$\Sigma C_c = (\Sigma \text{Areas de concreto a compresión} / 2) (F_c)$$

$$A-1 = 1/2 (A_g) = 4751.5 \text{ cm}^2.$$

$$A-2 = b h = (110)(10.8) = 1188 \text{ cm}^2.$$

Por tanto;

$$C_c = (5939.5 / 2) F_c = 2969.75 F_c$$

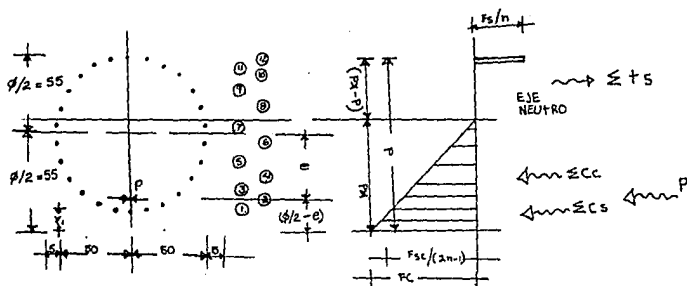
Situado hasta el punto de aplicación de (P);

$$X_c = (k_d/3) - ((D/2) - e) = (52.00/3) - ((110/2) - 51) = 13.33 \text{ cm.}$$

Momento;

$$(\Sigma C_c)(X_c) = 2969.75 F_c (13.33) = 39,586.76 F_c$$

COMPRESION EN EL ACERO:



$$C_{s-i} = (2n-1) A_{s-i} ((kd - Y-i)/kd) F_c$$

$$X_{sc-i} = e - (D/2) + Y-i$$

Area de una varilla de 1-1/4"; \bar{a} -var. = 7.91 cm²

	Y-i	Cs	Xsc	(Cs)(Xsc)
As-1 = 23.73 cm ²	6.6	310.77 Fc	2.6	808.00 Fc
As-2 = 15.82 "	11.9	182.99 Fc	7.9	1,445.66 Fc
As-3 = 15.82 "	18.4	153.33 Fc	14.4	2,207.98 Fc
As-4 = 15.82 "	26.9	114.54 Fc	22.9	2,623.03 Fc
As-5 = 15.82 "	36.9	68.91 Fc	32.9	2,267.08 Fc
As-6 = 15.82 "	48.2	17.34 Fc	44.2	766.48 Fc
		847.88 Fc		10,118.23 Fc

TENSION EN EL ACERO:

$$T_{s-i} = n A_{s-i} ((Y-i - kd)/kd) F_c$$

$$X_{s-i} = e - (D/2) + Y-i$$

	Y-i	Ts	Xs-i	(Ts)(Xs-i)
As-7 = 15.82 cm ²	60.1	19.71 Fc	56.1	1,105.96 Fc
As-8 = 15.82 "	71.4	47.21 Fc	67.4	3,182.49 Fc
As-9 = 15.82 "	81.8	72.52 Fc	77.8	5,642.72 Fc
As-10 = 15.82 "	90.8	94.43 Fc	86.8	8,196.80 Fc
As-11 = 15.82 "	96.8	109.03 Fc	92.8	10,118.56 Fc
As-12 = 23.73 "	103.4	187.64 Fc	99.4	18,652.36 Fc
		530.54 Fc		46,898.89 Fc

- De donde, suponiendo equilibrio de momentos en $kd = 52.00$ cm,
 $Cc(Xc) + Cs(Xsc) + Ts(Xs) = 39,586.76 Fc + 10,118.23 Fc -$
 $- 46,898.89 Fc = 2,896.10 Fc$

-Por tanto;

$$Cc + Cs + Ts = 2,969.75 Fc + 847.88 Fc + 530.54 Fc = P$$

$$4,348.17 Fc = 101,525$$

-Por lo cual:

$$Fc = 23.34 \text{ Kg/cm}^2$$

-De donde los esfuerzos de trabajo de los materiales son:

Compresion en el concreto:

$$Fc = 23.34 \text{ kg/cm}^2$$

Compresion en el acero:

$$Fsc = (2m-1) \left(\frac{kd - Y-1}{kd} \right) Fc$$

$$= (2(8)-1) \left(\frac{52.00 - 6.6}{52.00} \right) (23.34)$$

$$= 778.09 \text{ kg/cm}^2$$

Tension en el acero:

$$Fs = n \left(\frac{d - kd}{kd} \right) Fc ; \text{ donde } d = Y-12.$$

$$Fs = 8 \left(\frac{103.4 - 52.00}{52.00} \right) (23.34)$$

$$= 184.56 \text{ kg/cm}^2$$

REVISION COLUMNA DE 1.30 M. DE DIAMETRO POR ESFUERZOS DE TRABAJO DE LOS MATERIALES.

(REVISION DE PILOTES COLADOS IN SITU).

$$M = 115.51 \text{ Ton-M.}$$

$$P = 180.20 \text{ Tons. (Caso más desfavorable)}$$

$$e = M/P = 115.51/180.20 = 0.641 \text{ M.} = 64.10 \text{ cm.}$$

$$Ag = 13,273.30 \text{ cm}^2$$

$$As = 205.85 \text{ cm}^2$$

$$Pg = 0.0155$$

$$n = 8$$

-Suponiendo $kd = 53.80$ cm.

COMPRESION EN EL CONCRETO:

$$A-1 = 6636.5 \text{ cm}^2$$

$$A-2 = 550 \text{ cm}^2$$

$$Cc = (6086.5/2) Fc = 3043.3 Fc$$

Momento;

$$Xc = (kd/3) - ((D/2)-e) = (53.80/3) - ((130/2)-64.10) = 17.03 \text{ cm.}$$

$$(Cc)(Xc) = 3043.3 Fc (17.03) = 51,827.40 Fc$$

COMPRESION EN EL ACERO:

$$C_{s-i} = (2n-1)(A_{s-i})((kd - Y-i)/kd) F_c$$

$$X_{sc-i} = e - (D/2) + Y-i$$

	Y-i	Cs	Xsc	(Cs)(Xsc)
As-1 = 23.73 cm ²	16.6	246.12 Fc	15.7	3,864.11 Fc
As-2 = 15.82 "	21.9	140.70 Fc	21.0	2,954.78 Fc
As-3 = 15.82 "	28.4	112.03 Fc	27.5	3,080.93 Fc
As-4 = 15.82 "	36.9	74.54 Fc	36.00	2,683.52 Fc
As-5 = 15.82 "	46.9	30.43 Fc	46.00	1,399.98 Fc
		603.82 Fc		13,983.32 Fc

TENSION EN EL ACERO:

$$T_{s-i} = n A_{s-i} ((Y-i - kd)/kd) F_c$$

$$X_{s-i} = e - (D/2) + Y-i$$

	Y-i	Ts	Xs-i	(Ts)(Xs-i)
As-6 = 15.82 cm ²	58.2	10.35 Fc	57.3	593.09 Fc
As-7 = 15.82 "	70.1	38.34 Fc	69.2	2,653.43 Fc
As-8 = 15.82 "	81.4	64.93 Fc	80.5	5,226.60 Fc
As-9 = 15.82 "	91.8	89.39 Fc	90.9	8,125.71 Fc
As-10 = 15.82 "	100.8	110.56 Fc	99.9	11,045.30 Fc
As-11 = 15.82 "	106.8	124.68 Fc	105.9	13,203.40 Fc
As-12 = 23.73 "	113.4	210.30 Fc	112.5	23,659.42 Fc
		648.55 Fc		64,506.95 Fc

-De donde; $51,827.40 Fc + 13,983.32 Fc - 64,506.95 Fc = 1,303.77 Fc$ OK

-Por tanto; $C_c + C_s + T_s = P$

$$3043.3 Fc + 603.82 Fc + 648.55 Fc = 180, 200 \text{ kg.}$$

-De donde los esfuerzos de trabajo de los materiales son:

Compresión en el concreto;

$$F_c = 41.95 \text{ Kg/cm}^2$$

Compresión en el acero;

$$\begin{aligned} F_{sc} &= (2n-1)((kd - Y-1)/kd) F_c \\ &= (2(8)-1)((53.8 - 16.6)/53.8)(41.95) \\ &= 435.09 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Tensión en el acero;

$$\begin{aligned} F_s &= n((d - kd)/kd) F_c ; \text{ donde; } d = Y-12 \\ &= 8 ((113.4 - 53.8)/53.8)(41.95) \\ &= 371.78 \text{ Kgs/cm}^2 \end{aligned}$$

Como se puede observar, los esfuerzos de trabajo del concreto y del acero están por debajo de los esfuerzos mínimos permisibles de diseño, por lo cuál las secciones de columna y de pilote son admisibles y funcionales.

REVISION DE LA CIMENTACION:

Descarga máxima al nivel de empotramiento:

Los momentos y cortantes son absorbidos en el nivel de empotramiento del pilote, por lo cuál la descarga directa es la que logra continuidad al nivel de desplante del pilote.

Considerando una profundidad de desplante de 12.00 m., la descarga por peso propio del nivel de empotramiento al nivel de desplante, considerando un 15% de volumen debido a posibles derrumbes en la perforación, tenemos;

$$W = (\pi)(1.3)^2/4(1.15)(9.50)(2.4 \text{ T/m}^3) = 34.8 \text{ Tons.}$$

Por tanto, la descarga total en nivel de desplante es;

CARGA MUERTA:	197.981 Tons.
CARGA VIVA:	27.27 Tons.
PESO PILOTE:	34.80 Tons.

TOTAL: 260.051 Tons.

Presión en el terreno para descarga máxima en nivel de desplante;

$$T\text{-max.} = W\text{-max.} / A\text{-tot.}$$

$$T\text{-max.} = 260.051 \text{ Ton.} / 1.327 \text{ m}^2$$

$$T\text{-max.} = 195.97 \text{ Ton/m}^2 = 19.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la resistencia mínima del terreno en el nivel de desplante debe ser mayor que 20 Kg/cm², lo cuál deberá comprobarse en el campo.

Si esta resistencia no se garantiza a la profundidad de desplante propuesta, entonces será necesario incrementar la profundidad de desplante hasta encontrar un estráto con la capacidad de carga aceptable, o también se deberá tomar en cuenta la resistencia por fricción del terreno, por lo que es necesario conocer la estratigrafía del terreno para calcular los efectos de adherencia de cada estráto con el pilote, para después sumarlos y obtener la resistencia por fricción del terreno que sumado a la resistencia por compresión, deberá ser mayor que la resistencia requerida.

Si debido a lo anterior, no se logra obtener los requisitos necesarios para el desplante del pilote, entonces será necesario ampliar el diámetro de perforación, para lograr mayor área de contacto con la paredes del pilote y lograr mayor área de desplante.

ESTRATIGRAFIA:

A continuación se desglosan los resultados de los estudios estratigráficos y de mecánica de suelos, realizada por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes en su departamento de Junta Local de Caminos, sección Laboratorio.

Se realizaron cuatro sondeos representativos, que debido a su similitud, se puede resumir en el siguiente:

PROFUNDIDAD:	CLASIFICACION:	COMPRESION SIMPLE (Kg/cm ²)
0.00 - 1.20	LIMO ARCILLOSO COLOR CAFO OBS- CURO.	0.70
1.20 - 5.20	ARCILLA LIMO-A- RENOSA COLOR CA- FE OSCURO.	2.10
5.20 - 9.35	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFE OBSC.	5.00
9.35 - 13.70	ARENA FINA CON GRAVA.	5.00
13.70 - 15.10	ARENA CON GRAVA GRUESA.	8.00
15.10 - 18.90	ARENA CON GRAVA GRUESA Y BOLEOS GRANDES 10"	28.00
18.90	ROCA.	60.00

Debido a este estudio, el nivel de desplante deberá ser hasta los 15.50 m. para apoyarse en el estrato con grava y boleco donde existe una capacidad de carga de 28.00 Kg/cm².

ESTUDIO DE CIMENTACION:

Para el estudio de la cimentación se efectuaron cuatro sondeos profundos con el método de penetración estándar. El sondeo (S₁), está a 10.00 M. del eje No. 1 del puente, en la zona de inundación. El sondeo (S₂), está localizado a 11.00 M. del eje No. 3 del puente en el centro del cauce. El sondeo (S₃), se localiza a 15.00 M. del eje No. 5 en el hombro del cauce. El sondeo (S₄), está a 30.00 M. del eje No. 6 en la zona de inundación.

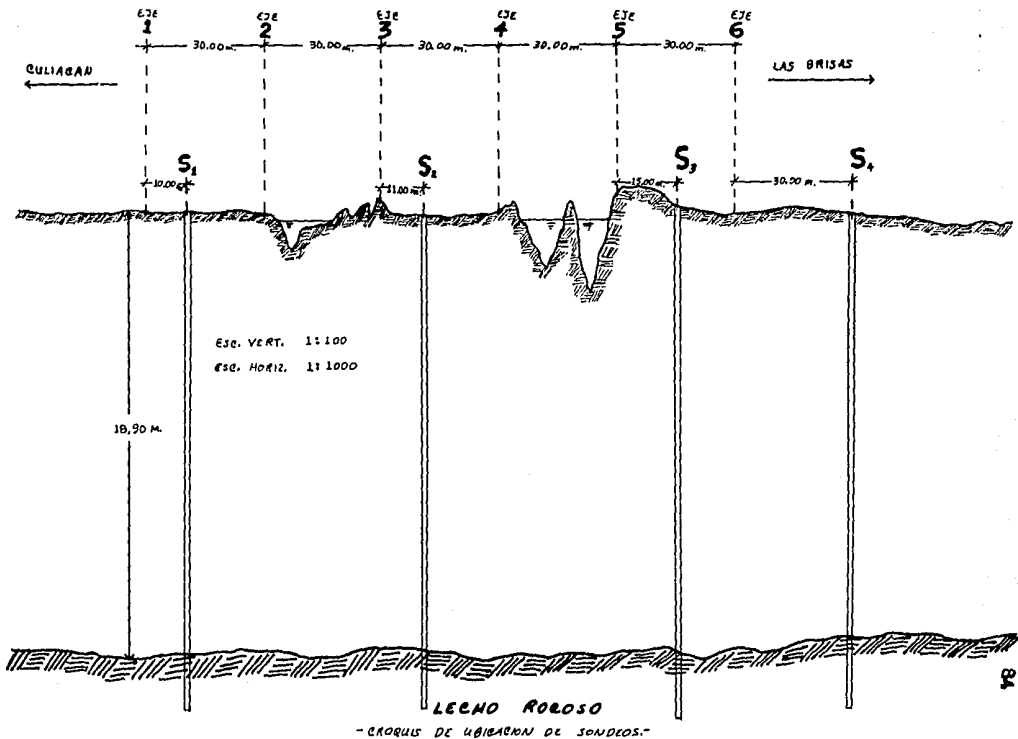
En los cuatro sondeos se obtuvieron resultados semejantes en cuanto a resistencia, compacidad y estratigrafía, por lo tanto, presentaremos un sondeo representativo:

Tabla representativa de Prueba de Penetración Estandar, y perfil Estratigráfico:

PROP. M.	MUESTRA No.	CLASIFICACION	No. DE GOLPES PARA 30 Cms.	PENETRACION ESTANDAR				LL	LP	IP	COMPRE- SION SIMPLE Kg/Cm ²
				10	20	30	40				
0.00 0.60	1	LIMO ARCILLOSO COLOR CAFE OBS- CURO.	4					36	13	5.2	0.70
0.60 1.20	2	LIMO ARCILLOSO COLOR CAFE OBS CURO.	6					37	12	4.9	0.70
1.20 1.80	3	ARCILLA LIMO-A- RENOSA COLOR CA FE OBSGURO.	13					37	11	5.0	2.10
1.80 2.40	4	"	16					31	11	5.0	2.10
2.40 3.00	5	"	18					34	8	4.4	2.10
3.00 3.60	6	"	18					34	10	4.8	2.10
3.60 4.20	7	"	16					25	8	4.1	2.10
4.20 4.8	8	"	18					26	8	4.0	2.10
4.8 5.4	9	"	21					-	-	-	2.10

PROF. M.	MUESTRA No.	CLASIFICACION	No. DE GOLPES FARA 30 Cms.	PERETRACION ESTANDAR				LL	LP	IP	COMPRE- SION SIMPLE Kg/Cm ²
				10	20	30	40				
5.4 6.0	10	ARCILLA ARENOSA COLOR CAFE OBS- CURO	36					-	-	-	5.00
6.0 6.6	11	"	38					-	-	-	5.00
6.6 7.2	12	"	40					-	-	-	5.00
7.2 7.8	13	"	40/29					-	-	-	5.00
7.8 8.4	14	"	40/27					-	-	-	5.00
8.4 9.0	15	"	38					-	-	-	5.00
9.0 9.6	16	ARENA FINA CON GRAVA	40/25					-	-	-	5.00
9.6 10.2	17	"	40/27					-	-	-	5.00
10.2 10.8	18	"	40/25					-	-	-	5.00
10.8 11.4	19	"	40/22					-	-	-	5.00
11.4 12.0	20	"	40/24					-	-	-	5.00
12.0 12.6	21	"	40/29					-	-	-	5.00
12.6 13.2	22	"	40/16					-	-	-	5.00
13.2 13.8	23	"	40/15					-	-	-	5.00
13.8 14.4	24	ARENA CON GRAVA GRUESA	40/11					-	-	-	8.00

PROF. M.	MUESTRA No.	CLASIFICACION	No. DE GOLPES PARA 30 Cms.	PENETRACION ESTANDAR				LL	LP	IP	COMPRE- SION SIMPLE Kg/Cm ²
				10	20	30	40				
14.4 15.0	25	ARENA CON GRAVA GRUESA	40/8					-	-	-	8.00
15.0 15.6	26	ARENA CON GRA- VA GRUESA Y BO- LEOS GRANDES.	40/10					-	-	-	28.00
15.6 16.2	27	"	40/10					-	-	-	28.00
16.2 16.8	28	"	40/8					-	-	-	28.00
16.8 17.4	29	"	40/4					-	-	-	28.00
17.4 18.0	30	"	40/4					-	-	-	28.00
18.0 18.6	31	"	40/3					-	-	-	28.00
18.6 19.2	32	ROCA	40/1					-	-	-	60.00



Cuando los pilotes deban soportar fuerzas laterales significativas, para pilotes hincados se buscará cierto grado de inclinación para aumentar la reacción a dichas fuerzas.

Para pilotes colados in situ, y para pilotes verticales, se deberán considerar en el diseño.

Para el cálculo de las reacciones naturales del suelo circundante, se consideran éstas como una serie de resortes que representan una capa de suelo de espesor unitario, en el intervalo de reacción elástica del suelo.

Cuando el pilote es empujado contra el suelo al momento de actuar la fuerza lateral, el suelo se deforma y genera una reacción elástica supuesta idéntica a la fuerza ejercida por un resorte a la misma deformación. De ésta manera se puede determinar el comportamiento del suelo, si se conoce la constante del resorte, la cual se conoce como "COEFICIENTE DE REACCION".

COEFICIENTE DE REACCION (K_s):

Según las investigaciones realizadas para la determinación de este parámetro, los valores varían con el tipo de suelo y sus propiedades mecánicas, con el nivel de esfuerzos y la geometría del pilote, pero a falta de mayor información, el coeficiente de reacción puede estimarse con el método propuesto por Terzaghi quien establece las siguientes fórmulas y constantes de referencia para calcularlo:

A).- EN SUELOS SIN COHESION:

$$K_s = N_h (X / D)$$

K_s = Coef. de reacción horizontal a la prof. X , T/M^3

X = Profundidad, M.

D = Diámetro del pilote, M.

N_h = Constante relacionada con la compacidad del suelo, cuyos valores aparecen en la tabla sig.:

Compacidad del suelo	N_h (Ton/ M^3)	
	Arriba del nivel freático	Abajo del nivel freático
SUELTA:	230	130
COMPACTA:	680	450
DENSA:	1800	1100

B).- EN SUELOS COHESIVOS:

$$K_s = \overline{K_{sl}} / (1.5) (D)$$

K_s = Coef. de reacción horizontal, (Ton/M³).

$\overline{K_{sl}}$ = Constante relacionada con la resistencia al corte no drenada del suelo, (Ton/M²).

D = Diámetro del pilote, M.

A continuación se presenta una tabla para valores de $\overline{K_{sl}}$, relacionados con: q_u .

Consistencia del suelo:	RIGIDA	MUY RIGIDA	DURA
-Valores de q_u ; (Ton/M ³)	10 - 21	21 - 43	Mayor de 43
-Rango de $\overline{K_{sl}}$; (Ton/M ²)	1,700 - 3,500	3,500 - 7,000	Mayor 7,000
-Proposición de valores $\overline{K_{sl}}$; (Ton/M ²)	2,600	5,300	10,600

RIGIDEZ RELATIVA (T):

La distribución y magnitud de los momentos y deflexiones en un pilote sometido a fuerzas horizontales, es esencialmente función de la rigidez relativa (T) del sistema pilote-suelo.

Esta rigidez relativa está dada por la ecuación:

$$T = (EI / K_s)^{1/5}$$

T = Rigidez relativa, M.

E = Módulo de elasticidad del material del pilote, T/M²

I = Momento de inercia de la sección transv. del pilote, M⁴.

K_s = Coeficiente de reacción del suelo, Ton/M³.

Para efectos del ejemplo que se está presentando, tenemos que los efectos más desfavorables se presentan a 2.50 M. de profundidad a partir del nivel del terreno, pero para este análisis los consideraremos a partir del nivel del terreno.

Por tanto, los datos son los siguientes:

$$M_t = 116 \text{ Ton-M.}$$

$$P_t = 30 \text{ Tons.}$$

$$\text{Diámetro} = 1.30 \text{ M.}$$

$$E = 15,000 \cdot \sqrt{250} = 237,170.8 \text{ Kg/cm}^2 = 2,371,708 \text{ Ton/M}^2.$$

$$I = R^4/4 = (3.1416)(0.65 \text{ M})^4/4 = 0.1402 \text{ M}^4.$$

$$EI = 332,513 \text{ Ton-M}^2$$

$$L_p = 19.00 \text{ M.}$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Tenemos que para el primer estrato; $0.00 < x < 1.20 \text{ M.}$

$$q_u = 7 \text{ Ton/M}^2, \text{ y según la tabla de valores de } \overline{Ks1},$$

$$\text{Tenemos que; } \overline{Ks1} = 1,190 \text{ Ton/M}^2.$$

$$\text{y } K_s = (1,190 \text{ Ton/M}^2)/(1.5)(1.30 \text{ M}) = 610 \text{ Ton/M}^3.$$

Para el segundo estrato; $1.20 \text{ M.} < x < 5.20 \text{ M.}$

$$q_u = 21 \text{ Ton/M}^2, \overline{Ks1} = 3,500 \text{ Ton/M}^2.$$

$$\text{y } K_s = 1,795 \text{ Ton/M}^3.$$

Para el tercer estrato; $5.20 \text{ M.} < x < 9.35 \text{ M.}$

$$q_u = 50 \text{ Ton/M}^2, \overline{Ks1} = 8,100 \text{ Ton/M}^2, \text{ y } K_s = 4,154 \text{ Ton/M}^3.$$

Para el cuarto estrato; $9.35 \text{ M.} < x < 13.70 \text{ M.}$

$$q_u = 50 \text{ Ton/M}^2, N_h = 450 \text{ T/M}^3 \text{ y } K_s = 3,288 \text{ T/M}^3 \text{ en } x = 9.5 \text{ M.}$$

$$\text{y } K_s = 4,673 \text{ T/M}^3 \text{ en } x = 13.5 \text{ M.}$$

Para el quinto estrato; $13.70 \text{ M.} < x < 15.10 \text{ M.}$

$$q_u = 80 \text{ Ton/M}^2, N_h = 700 \text{ T/M}^3 \text{ y } K_s = 7,538 \text{ T/M}^3, x = 14.0 \text{ M.}$$

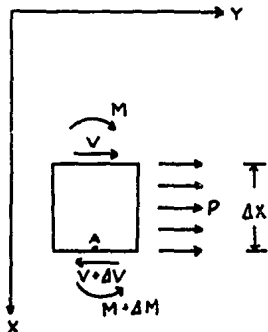
$$\text{y } K_s = 8,077 \text{ T/M}^3, x = 15 \text{ M.}$$

Para el sexto estrato; $15.10 < x < 18.90 \text{ M.}$

$$q_u = 280 \text{ T/M}^2, N_h = 1,300 \text{ T/M}^3, K_s = 15,500 \text{ T/M}^3, x = 15.5 \text{ M.}$$

$$\text{y } K_s = 19,000 \text{ T/M}^3, x = 19 \text{ M.}$$

Para conocer las fórmulas que puedan determinar la deflexión (Y), la inclinación (S), el momento (M), y el cortante (V) a que se encuentra sometido un pilote a una profundidad (x), se considera una porción diferencial del pilote como se muestra en la siguiente figura:



Donde;

M = Mto. actuante.

V = Cortante actuante.

P = Presión ejercida por el pilote sobre el suelo.

Δx = Long. diferencial del pilote.

ΔM = Incremento de momento en x.

ΔV = Incremento de cortante en x.

Haciendo equilibrio en el punto A, tenemos que;

$$M + \Delta M - M - V(\Delta x) - P(\Delta x)(\Delta x/2) = 0$$

$$\Delta M = V(\Delta x) + P(\Delta x)(\Delta x/2)$$

$$\Delta M/\Delta x = V + P(\Delta x/2); \text{ como } \Delta x = 0$$

$$dM/dx = V \quad \text{y} \quad dV/dx = P$$

Según la teoría de la elasticidad: $y/\rho = M/EI$

por lo tanto; $1/\rho = M/EI$, y $1/\rho = d^2y/dx^2$;

donde: $M/EI = d^2y/dx^2$; por tanto: $M = (EI) d^2y/dx^2$

a su vez; $V = (EI) d^3y/dx^3$ y $P = (EI) d^4y/dx^4$

Tenemos que, la deflexión total en un punto es igual a la deflexión ocasionada por la fuerza lateral (Pt) en ese punto, llamada (Ya), más la deflexión ocasionada por el momento (Mt) en ese punto, llamada (Yb).

O sea; $Y = Y_a + Y_b$

donde: $Y_a = A_y (P_t T^3 / E I)$

$Y_b = B_y (M_t T^2 / E I)$

A_y = Coeficiente de deflexión producido por una carga lateral a una profundidad (x), debido a un coeficiente de profundidad (z).

B_y = Coeficiente de deflexión producido por un momento a una profundidad (x), debido a un coef. de profundidad (z).

Los coeficientes A_y y B_y , pueden conocerse gracias a la ayuda de las gráficas obtenidas por medio de pruebas e investigaciones, las cuales se presentan en las siguientes páginas, además de presentarse las gráficas para conocer los coeficientes de deflexión, se presentan también las gráficas para coeficientes de inclinación (A_{sl} y B_{sl}), los coeficientes de momento (A_m y B_m), los coeficientes de cortante (A_v y B_v).

Las fórmulas generales para obtener deflexión, inclinación, momento y cortante, están en función de la carga lateral (P_t), del momento actuante (M_t), de la rigidez del pilote (EI), y de los parámetros variables que son; la rigidez relativa (T) y los coeficientes (A y B).

La rigidez relativa depende de las propiedades del suelo circundante al pilote a una profundidad (x), que correlaciona la rigidez del suelo y del pilote a esa profundidad.

Los coeficientes A y B , están en función de la profundidad (x) en estudio, y de la longitud del pilote (L_p), y de la rigidez relativa (T).

Por tanto, las fórmulas generales son:

- 1) $Y = A_y (P_t T^3 / E I) + B_y (M_t T^2 / E I)$
- 2) $S = A_{sl} (P_t T^2 / E I) + B_{sl} (M_t T / E I)$
- 3) $M = A_m (P_t T) + B_m (M_t)$
- 4) $V = A_v (P_t) + B_v (M_t / T)$

Donde;

- Y = Deflexión total del pilote, M.
- S = Inclinación total del pilote, rads.
- M = Momento total sobre el pilote, Ton-M.
- V = Cortante total sobre pilote, Tons.
- A_y = Coef. de deflexión debido a carga lateral.
- B_y = Coef. de deflexión debido a momento.
- A_{sl} = Coef. de inclinación debido a carga lateral.
- B_{sl} = Coef. de inclinación debido a momento.
- A_m = Coef. de momento debido a carga lateral.
- B_m = Coef. de momento debido al momento actuante.
- A_v = Coef. de cortante debido a carga lateral.
- B_v = Coef. de cortante debido al momento actuante.
- T = Rigidez relativa suelo-pilote, M.
- EI = Rigidez del pilote, Ton-M².
- P_t = Carga lateral, Ton.
- M_t = Momento actuante en la cabeza del pilote, Ton-M.

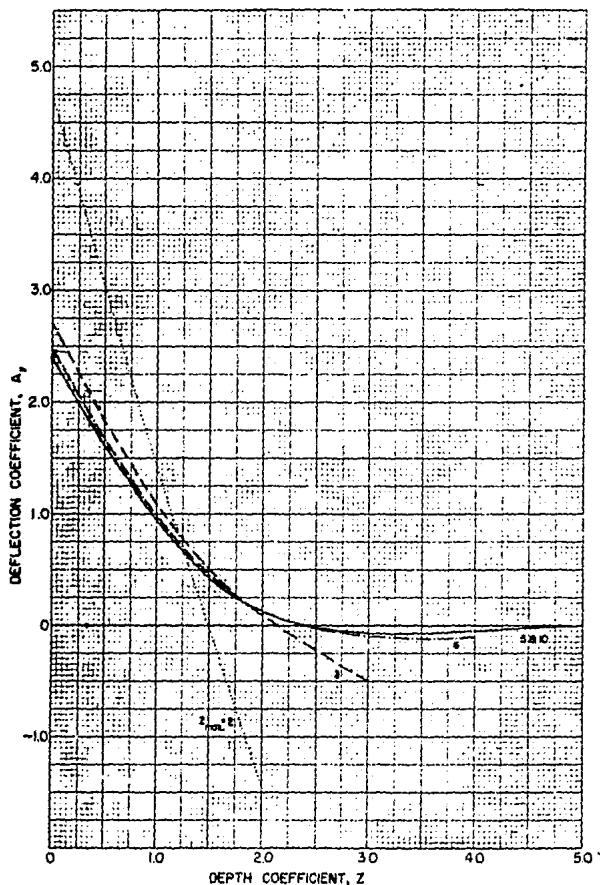


Fig. 2.19. Pile deflection produced by lateral load at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).

Coefficientes de deflexión de un pilote, producidos por cargas laterales.

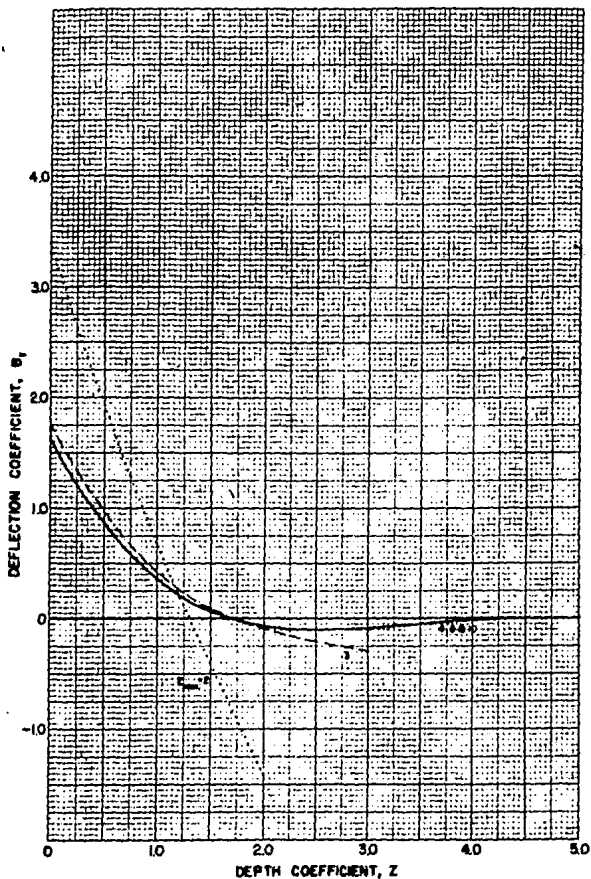


Fig. 2.20. Pile deflection produced by moment applied at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).
 Coeficientes de deflexión de un pilote, producidos por la acción de momentos. Depto. de Transportación de U.S.A.

A continuación se presenta la tabla de valores de las deflexiones que sufre el pilote, para cada 0.50 M. de profundidad.

x (m)	\overline{KsI} (T/M ²)	N _h (T/M ³)	K _s (T/M ³)	T (M)	Z =x/T	A _y	B _y	Y _a	Y _b	Y
								$\frac{A_y P T^3}{EI}$	$\frac{B_y M T^2}{EI}$	Y _a +Y _b (M)
0.0	1,190		610	3.526	0.000	2.40	1.65	0.00950	0.00710	0.01660
0.5	1,190		610	3.526	0.142	2.18	1.40	0.00860	0.00610	0.01470
1.0	1,190		610	3.526	0.284	1.94	1.15	0.00760	0.00500	0.01260
1.5	3,500		1,795	2.841	0.528	1.57	0.85	0.00320	0.00240	0.00560
2.0	3,500		1,795	2.841	0.704	1.32	0.65	0.00270	0.00180	0.00450
2.5	3,500		1,795	2.841	0.880	1.10	0.45	0.00230	0.00120	0.00350
3.0	3,500		1,795	2.841	1.056	0.90	0.33	0.00190	0.00090	0.00280
3.5	3,500		1,795	2.841	1.232	0.70	0.20	0.00140	0.00050	0.00190
4.0	3,500		1,795	2.841	1.408	0.50	0.12	0.00100	0.00030	0.00130
4.5	3,500		1,795	2.841	1.584	0.35	0.05	0.00070	0.00010	0.00080
5.0	3,500		1,795	2.841	1.760	0.24	-0.01	0.00050	-0.00003	0.00047
5.5	8,100		4,154	2.402	2.290	0.04	-0.10	0.00005	-0.00020	-0.00015
6.0	8,100		4,154	2.402	2.498	-0.02	-0.10	0.00002	-0.00020	-0.00022
6.5	8,100		4,154	2.402	2.706	-0.05	-0.10	0.00006	-0.00020	-0.00026
7.0	8,100		4,154	2.402	2.914	-0.06	-0.09	0.00007	-0.00018	-0.00025
7.5	8,100		4,154	2.402	3.122	-0.06	-0.08	0.00008	-0.00016	-0.00024
8.0	8,100		4,154	2.402	3.330	-0.07	-0.07	0.00009	-0.00014	-0.00023
8.5	8,100		4,154	2.402	3.538	-0.06	-0.05	0.00008	-0.00010	-0.00018
9.0	8,100		4,154	2.402	3.746	-0.06	-0.04	0.00008	-0.00008	-0.00016
9.5	8,100	450	3,288	2.510	3.785	-0.05	-0.03	0.00008	-0.00006	-0.00014
10.0	8,100	450	3,462	2.490	4.016	-0.05	-0.02	0.00007	-0.00004	-0.00011
10.5	8,100	450	3,635	2.467	4.256	-0.04	-0.01	0.00005	-0.00002	-0.00007
11.0	8,100	450	3,807	2.445	4.499	-0.03	00.00	0.00004	0.00000	-0.00004
11.5	8,100	450	3,981	2.423	4.746	-0.02	0.00	0.00002	0.00000	-0.00002
12.0	8,100	450	4,154	2.402	4.995	-0.01	0.00	0.00001	0.00000	-0.00001
12.5	8,100	450	4,327	2.383	5.245	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
13.0	8,100	450	4,500	2.364	5.500	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
13.5	8,100	450	4,673	2.346	5.754	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
14.0	8,100	700	7,538	2.133	6.563	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
14.5	8,100	700	7,807	2.118	6.846	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
15.0	8,100	700	8,077	2.103	7.132	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
15.5	8,100	1,300	15,500	1.846	8.396	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
16.0	8,100	1,300	16,000	1.834	8.724	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
16.5	8,100	1,300	16,500	1.823	9.051	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
17.0	8,100	1,300	17,000	1.812	9.382	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
17.5	8,100	1,300	17,500	1.802	9.711	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
18.0	8,100	1,300	18,000	1.792	10.044	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
18.5	8,100	1,300	18,500	1.782	10.381	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
19.0	8,100	1,300	19,000	1.773	10.716	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000

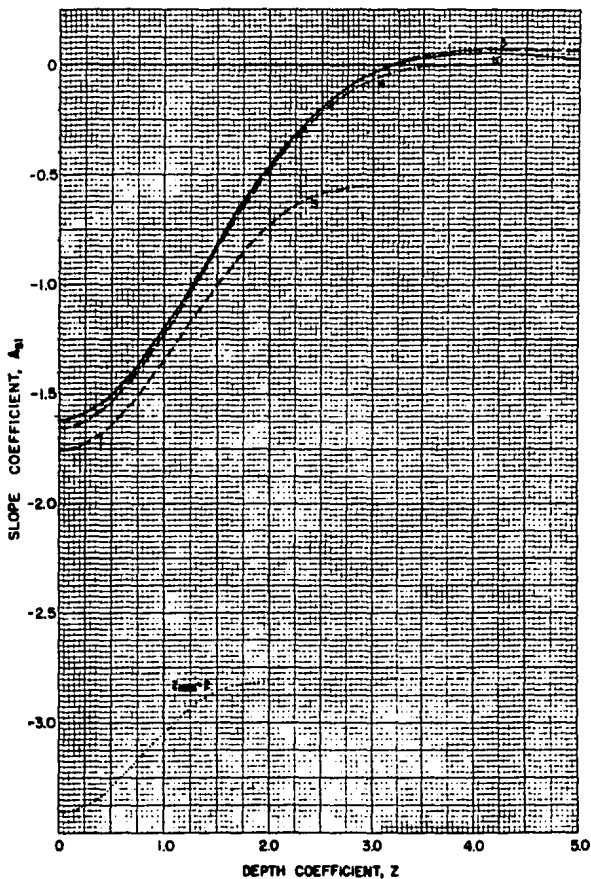


Fig. 2.21. Slope of pile caused by lateral load at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).

Cóeficientes de inclinación de un pilote, producidos por cargas laterales. Depto. de Transportación de U.S.A.

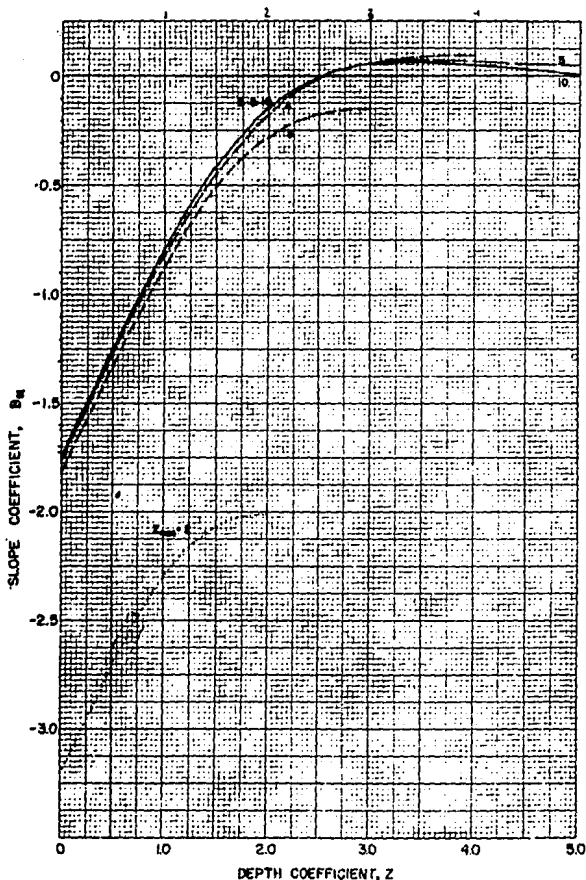


Fig. 2.22. Slope of pile caused by moment applied at the mud line (after Rees² and Matlock, 1956).

Coefficientes de inclinación de un pilote, producidos por la acción de momentos. Depto. de Transportación de U.S.A.

Tabla de valores de inclinación del pilote, para cada $x = 0.50$ M. de profundidad.

x (M)	Z x/T	Asl	Bsl	Sa Asl(PtT ²) EI	Sb Bsl(MtT) EI	S Asl + Bsl
0.0	0.00	-1.62	-1.75	-0.0018	-0.0022	-0.0040
0.5	0.142	-1.60	-1.60	-0.0018	-0.0019	-0.0037
1.0	0.284	-1.58	-1.45	-0.0017	-0.0017	-0.0034
1.5	0.528	-1.49	-1.22	-0.0011	-0.0012	-0.0023
2.0	0.704	-1.40	-1.05	-0.0010	-0.0010	-0.0020
2.5	0.880	-1.30	-0.87	-0.0009	-0.0008	-0.0017
3.0	1.056	-1.15	-0.75	-0.0008	-0.0007	-0.0015
3.5	1.232	-1.03	-0.60	-0.0007	-0.0006	-0.0013
4.0	1.408	-0.90	-0.48	-0.0006	-0.0005	-0.0011
4.5	1.584	-0.78	-0.37	-0.0005	-0.0004	-0.0009
5.0	1.760	-0.61	-0.26	-0.0004	-0.0003	-0.0007
5.5	2.290	-0.30	-0.06	-0.0002	-0.0002	-0.0004
6.0	2.498	-0.20	-0.01	-0.0001	-0.0002	-0.0003
6.5	2.706	-0.13	0.02	-0.00007	0.00002	-0.00005
7.0	2.914	-0.06	0.05	-0.00003	0.00004	0.00001
7.5	3.122	-0.01	0.06	-0.00001	0.00005	0.00004
8.0	3.330	0.01	0.07	0.00001	0.00006	0.00007
8.5	3.538	0.03	0.07	0.00002	0.00006	0.00008
9.0	3.746	0.05	0.06	0.00003	0.00005	0.00008
9.5	3.785	0.05	0.05	0.00003	0.00004	0.00007
10.0	4.016	0.05	0.04	0.00003	0.00003	0.00006
10.5	4.256	0.05	0.03	0.00003	0.00002	0.00005
11.0	4.499	0.04	0.02	0.00002	0.00001	0.00003
11.5	4.746	0.03	0.01	0.00002	0.00001	0.00003
12.0	4.995	0.02	0.00	0.00001	0.00000	0.00001
12.5	5.245	0.01	0.00	0.00001	0.00000	0.00001
13.0	5.500	0.01	0.00	0.00001	0.00000	0.00001
13.5	5.754	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
14.0	6.563	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
14.5	6.846	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
15.0	7.132	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
15.5	8.396	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
16.0	8.724	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
16.5	9.051	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
17.0	9.382	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
17.5	9.711	0.00	0.000	0.00000	0.00000	0.00000
18.0	10.044	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
18.5	10.381	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000
19.0	10.716	0.00	0.00	0.00000	0.00000	0.00000

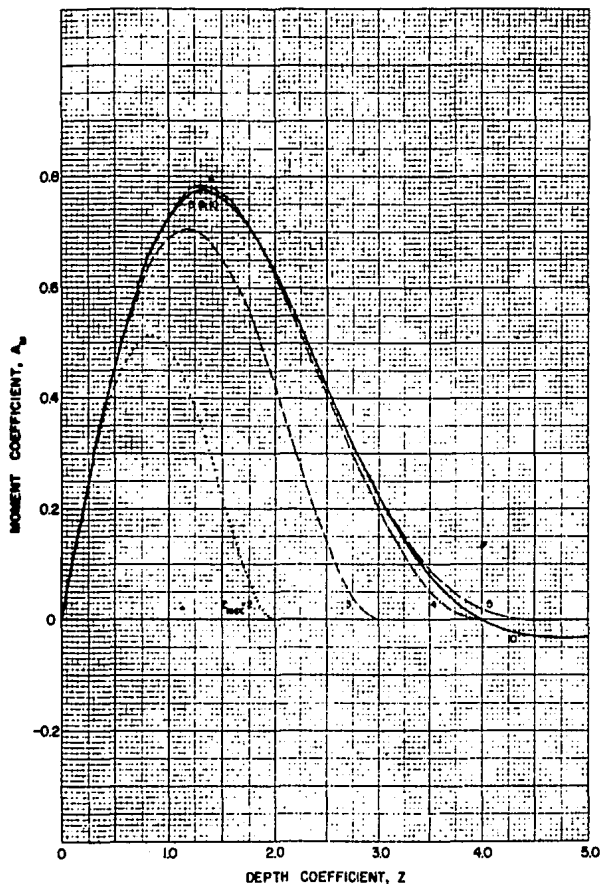


Fig. 2.23. Bending moment produced by lateral load at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).
 Coeficientes de momentos de un pilote, producidos por cargas laterales. Depto. de Transportación de U.S.A.

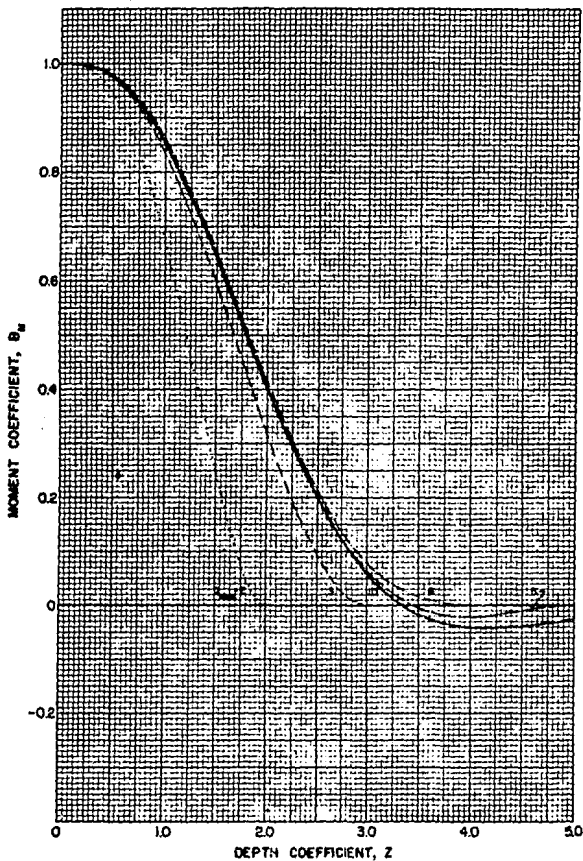


Fig. 2.24 Bending moment produced by moment applied at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).

Coefficientes de momentos de un pilote, producidos por la acción de momentos. Depto. de Transportación de U.S.A.

Tabla de valores de momentos en el pilote, para cada $x = 0.50 M$.

x (M)	z x/T	A _m	B _m	M _a A _m (P+T)	M _b B _m (M _t)	M M _a + M _b
0.0	0.00	0.00	1.00	0.000	116.000	116.000
0.5	0.142	0.14	1.00	14.810	116.000	130.810
1.0	0.284	0.27	0.99	28.561	114.840	143.401
1.5	0.528	0.48	0.97	40.896	112.520	153.416
2.0	0.704	0.60	0.94	51.138	109.040	160.178
2.5	0.880	0.69	0.89	58.809	103.240	162.049
3.0	1.056	0.74	0.83	63.070	96.280	159.350
3.5	1.232	0.77	0.76	65.627	88.160	153.787
4.0	1.408	0.78	0.68	66.480	78.880	145.360
4.5	1.584	0.75	0.60	63.923	69.600	133.523
5.0	1.760	0.71	0.51	60.513	59.160	119.673
5.5	2.290	0.51	0.28	36.751	32.480	69.231
6.0	2.498	0.42	0.20	30.265	23.200	53.465
6.5	2.706	0.33	0.14	23.780	16.240	40.020
7.0	2.914	0.26	0.08	18.736	9.280	28.016
7.5	3.122	0.19	0.03	13.691	3.480	17.171
8.0	3.330	0.12	0.00	8.647	0.000	8.647
8.5	3.538	0.08	-0.02	5.765	-2.320	3.445
9.0	3.746	0.03	-0.03	2.162	-3.480	-1.318
9.5	3.785	0.02	-0.03	1.506	-3.480	-1.974
10.0	4.016	0.00	-0.04	0.000	-4.640	-4.640
10.5	4.256	-0.02	-0.04	-1.480	-4.640	-6.120
11.0	4.499	-0.03	-0.04	-2.200	-4.640	-6.840
11.5	4.746	-0.03	-0.03	-2.181	-3.480	-5.661
12.0	4.995	-0.03	-0.02	-2.162	-2.320	-4.482
12.5	5.245	-0.03	-0.01	-2.145	-1.160	-3.305
13.0	5.500	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
13.5	5.754	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
14.0	6.563	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
14.5	6.846	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
15.0	7.132	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
15.5	8.396	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
16.0	8.724	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
16.5	9.051	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
17.0	9.382	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
17.5	9.711	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
18.0	10.044	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
18.5	10.381	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
19.0	10.716	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000

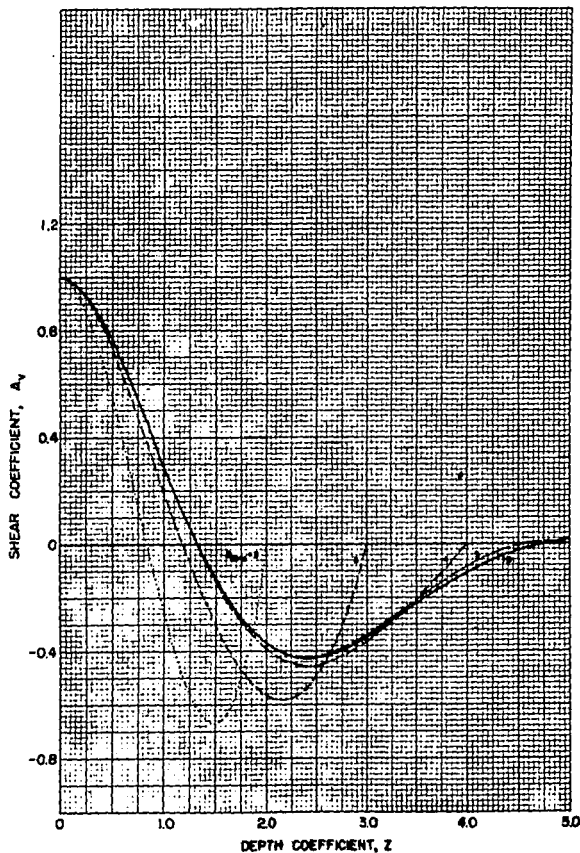


Fig. 2.25. Shear produced by lateral load at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).

Coefficientes de cortantes de un pilote, producidos por cargas laterales. Depto. de Transportación de U.S.A.

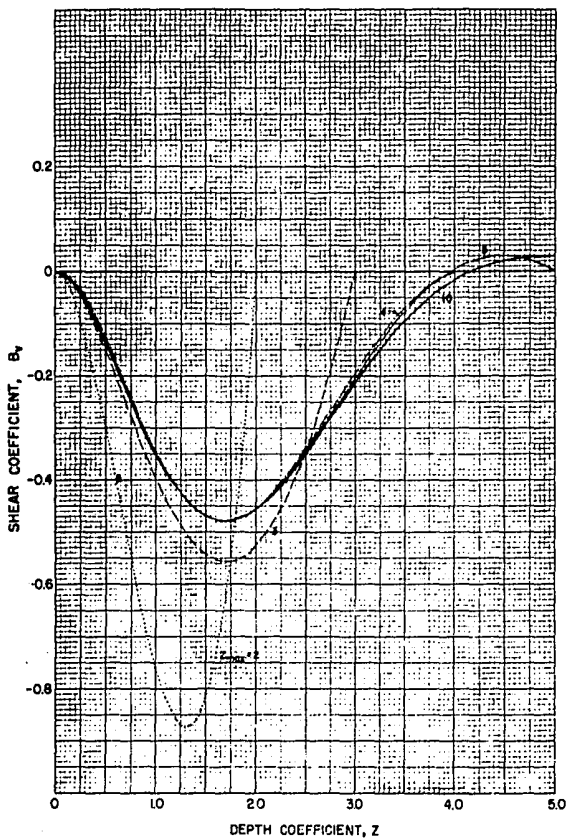


Fig. 2.26. Shear produced by moment applied at the mud line (after Reese and Matlock, 1956).

Coefficientes de cortantes de un pilote, producidos por la acción de momentos. Depto. de Transportación de U.S.A.

Tabla de valores de cortantes en el pilote, para cada $x = 0.50$ M.

x (M)	Z x/T	Av	Bv	Va Av(Pt)	Vb Bv(Mt/T)	V Va + Vb
0.0	0.000	1.00	0.00	30.00	0.00	30.00
0.5	0.142	0.98	-0.01	29.40	-0.33	29.07
1.0	0.284	0.90	-0.05	27.00	-1.64	25.36
1.5	0.528	0.74	-0.14	22.20	-5.72	16.48
2.0	0.704	0.58	-0.23	17.40	-9.39	8.01
2.5	0.880	0.40	-0.31	12.00	-12.66	-0.66
3.0	1.056	0.24	-0.37	7.20	-15.11	-7.91
3.5	1.232	0.08	-0.42	2.40	-17.15	-14.75
4.0	1.408	-0.05	-0.45	-1.50	-18.37	-19.87
4.5	1.584	-0.18	-0.48	-5.40	-19.60	-25.00
5.0	1.760	-0.28	-0.48	-8.40	-19.60	-28.00
5.5	2.290	-0.43	-0.40	-12.90	-19.31	-32.21
6.0	2.498	-0.42	-0.35	-12.60	-16.91	-29.51
6.5	2.706	-0.40	-0.30	-12.00	-14.49	-26.49
7.0	2.914	-0.37	-0.24	-11.10	-11.59	-22.69
7.5	3.122	-0.31	-0.18	-9.30	-8.69	-17.99
8.0	3.330	-0.26	-0.14	-7.80	-6.76	-14.56
8.5	3.538	-0.22	-0.09	-6.60	-4.35	-10.95
9.0	3.746	-0.17	-0.05	-5.10	-2.42	-7.52
9.5	3.785	-0.15	-0.04	-4.50	-1.85	-6.35
10.0	4.016	-0.10	-0.01	-3.00	-0.47	-3.47
10.5	4.256	-0.06	0.01	-1.80	0.47	-1.33
11.0	4.499	-0.03	0.02	-0.90	0.95	0.05
11.5	4.746	-0.01	0.03	-0.301	1.43	1.13
12.0	4.995	0.00	0.03	0.00	1.45	1.45
12.5	5.245	0.00	0.02	0.00	0.97	0.97
13.0	5.500	0.00	0.01	0.00	0.49	0.49
13.5	5.754	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14.0	6.963	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14.5	6.846	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.0	7.132	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15.5	8.396	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16.0	8.724	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16.5	9.051	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.0	9.382	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17.5	9.711	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18.0	10.044	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18.5	10.381	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19.0	10.716	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Como puede observarse, la máxima deflexión que se presenta en el pilote es de 0.0166 M. = 16.6 m.m., ésto en la cabeza del pilote, para una fuerza lateral de 30 Tons. y un momento de 116 Ton-M., cuando en realidad en ese nivel, la fuerza lateral es de 20 Ton., y el momento actuante de 52 Ton-M., y para éstos valores la deflexión es la siguiente;

$$Y_a = A_y(PtT^3)/EI = 2.40(20)(3.526)^3/332,513 = 0.0063 \text{ M.} = 6.3 \text{ m.m.}$$

$$Y_b = B_y(MtT^2)/EI = 1.65(52)(3.526)^3/332,513 = 0.0032 \text{ M.} = 3.2 \text{ m.m.}$$

$$Y = Y_a + Y_b = 9.5 \text{ m.m.}$$

Se observa además la disminución de deflexiones respecto a la profundidad, y el cambio de las mismas a los 5.5 M. de profundidad, y a los 12.5 M. de profundidad se anulan las deflexiones.

Las inclinaciones presentan la desviación angular del pilote, respecto a la vertical a una profundidad (x). El máximo valor se presenta en la cabeza del pilote con una desviación de 0.004 r., y un cambio de inclinaciones a los 6.5 M., que es donde el pilote obtiene su máxima deflexión al lado opuesto del eje vertical. La inclinación mide 0.00005 rad. y la deflexión mide -0.00026 M. en ése punto.

La gráfica de momentos nos indica los efectos iniciales en la cabeza del pilote con un momento resultante igual al momento actuante de 116 Ton-M., y en la tabla de valores de momentos podemos ver que la combinación de carga lateral y momento actuante, contrarrestados por la rigidez del suelo y del pilote, el momento aumenta hasta los 2.5 M. de profundidad, donde alcanza su máximo valor de 162.05 Ton-M., y a partir de ésta profundidad, el momento disminuye a lo largo del pilote. Debido a ésta situación, la zona de empotramiento del pilote está comprendida hasta los 2.50 M. de profundidad.

A los 9.00 M. de profundidad, el momento cambia de sentido, y a los 11.00 M. se registra el máximo valor negativo.

Los efectos de momentos se anulan a partir de los 13.00 M. de profundidad.

Los efectos de cortante disminuyen a 0.00 y cambian de sentido a los 2.50 M. de profundidad, y alcanza un valor máximo a los 5.50 M. de profundidad, y se anula a partir de los 13.00 M.

5.5.- PROBLEMAS PRESENTADOS EN LA CONSTRUCCION DEL PILOTE COLADO IN SITU.

Para la construcción de la cimentación del puente "DREN PERICOS", debido a la irregular superficie del lecho, fué necesario despallar, desmontar y nivelar para obtener una plataforma de trabajo que proporcionara el acceso de las máquinas perforadoras, camiones de concreto, grúas y demás vehículos necesarios para la realización de la construcción de la cimentación.

Aguas arriba del "DREN PERICOS" y a una distancia de 702.51 m. del eje longitudinal del puente y del eje No. 6 de pilas del puente, se encuentra el poblado de CAIMANERO, SINDICATURA DE PERICOS, donde se encuentra un banco de nivel con la cota 102.00 MSNM.

Cabe mencionar que éste poblado es atravesado por el Ferrocarril del Pacífico, donde existe una estación de carga para el transporte de productos agrícolas.

Con la ayuda de éste banco de nivel y con el trazo de la carretera costera, se logró establecer el trazo topográfico para dar ubicación a los pilotes.

Debido al cruce de 90° entre la dirección del cauce del DREN y el eje longitudinal del puente, se establece que el esviaje del puente es de 0° .

De ésta manera, se deja lista la zona de trabajo para dar inicio a las perforaciones.

La realización del pilotaje requirió de un plan de atáque que proporcionara libertad de movimiento y operación al equipo que interviene en dicha realización.

Dicho plan consiste en colocar la máquina perforadora de tal manera que no estorbe las maniobras de colocación de acero de refuerzo y de colocación de concreto, para lograr mejor avance constructivo mejorando rendimientos.

El concreto se suministró de una planta de dosificadora de concreto marca "ELVA", colocada en la población de CAIMANERO, y se transportó en camiones con ollas revolvedoras de 6.00 M^3 de capacidad. El acero de refuerzo se transportó de la Cd. de CULIACAN a 65 Km. del puente, y se habilitó en el lugar. La bentonita se surtió de CULIACAN, en sacos de PERPOBENT. El manejo de agua para las aportaciones en las perforaciones, se realizó mediante bombeo por la existencia de corriente de agua superficial sobre el DREN, entre los ejes 5 y 6, y llevado por mangueras hasta cada perforación.

A un costado sobre la calle lateral se colocaron tubos de concreto de 1.05mts. de diámetro, para dar paso al gasto existente y sobre éstos se terraplenó para dar paso provisional entre el eje 6 y el resto del puente.

El orden de ataque de perforación y colado fue el siguiente; Como el equipo de perforación y colado fué a base de grúas, se le dió prioridad a terminar primero el eje No. 6, para pasar al otro lado del sauce y evitar el exceso de tránsito de la maquinaria:

FECHA	PILOTE Nº.	EJE No.	PROFUNDIDAD	TIEMPO DE PERFORACION	TIEMPO DE COLOCACION DE ACERO Y CONCRETO
18/Marzo/84	5	6	18.80	2:50hrs.	2:35hrs.
"	2	6	19.00	3:10hrs.	2:30hrs.
19/Marzo/84	4	6	19.50	3:00hrs.	2:40hrs.
"	1	6	19.00	2:50hrs.	2:30hrs.
20/Marzo/84	3	6	19.10	2:45hrs.	2:30hrs.
"	5	5	19.10	3:00hrs.	2:30hrs.
21/Marzo/84	3	5	19.20	2:55hrs.	2:50hrs.
"	5	4	19.20	2:55hrs.	3:00hrs.
22/Marzo/84	1	5	19.20	2:50hrs.	2:40hrs.
"	3	4	19.30	3:05hrs.	3:00hrs.
23/Marzo/84	2	5	19.00	3:10hrs.	2:30hrs.
"	1	4	19.50	3:05hrs.	2:50hrs.
24/Marzo/84	4	5	19.30	3:05hrs.	2:45hrs.
"	2	4	19.00	3:05hrs.	2:35hrs.
25/Marzo/84	5	3	18.80	3:10hrs.	2:35hrs.
"	4	4	18.90	3:05hrs.	3:50hrs.
26/Marzo/84	3	3	18.80	3:05hrs.	3:00hrs.
"	5	2	19:00	3:00hrs.	2:50hrs.
27/Marzo/84	1	3	19.00	3:05hrs.	2:50hrs.
"	3	2	19.20	3:00hrs.	3:10hrs.
28/Marzo/84	2	3	19.00	2:55hrs.	2:40hrs.
"	1	2	19.20	3:05hrs.	2:35hrs.
29/Marzo/84	4	3	19.40	3:10hrs.	2:40hrs.
"	2	2	19.00	3:10hrs.	2:45hrs.
30/Marzo/84	5	1	19.20	3:00hrs.	2:45hrs.
"	2	1	19.00	3:20hrs.	2:55hrs.
31/Marzo/84	4	2	19.00	3:00hrs.	2:40hrs.
"	4	1	19.30	3:15hrs.	2:50hrs.
01/Abril/84	3	1	18.90	4:35hrs.	2:35hrs.
"	1	1	19.10	3:20hrs.	2:55hrs.

Entre ejes de pilotes hay 3.67mts. por lo tanto cuando se atacó un eje el mismo día, se perforaron en forma salteada a una distancia de 11.01mts. entre ejes, para evitar una posible comunicación entre perforaciones en zonas profundas. También se nota el ataque entre 2 ejes simultaneamente.

En el pulote No.3 del eje No. I, se obtuvo un tiempo de -- perforación un poco mas alto, debido a un derrumbe registrado a los 12.00mts de profundidad en la zona arenosa, provocado por la idea de economizar bentonita, pues a cada perforación se le suministraban 9 sacos de bentonita, y en este barreno se le habían suministrado 7 sacos, los cuales si lograron estabilizar las paredes de la perforación, pero cuando se estaba concluyendo esta se presentó el derrumbe, pues la cantidad de bentonita dentro del barreno, disminuye debido a que el bote de perforación la extrae, a medida que avanza la perforación. Después se procedió a desazolvar requiriendo más bentonita, y se limpió el barreno quedando listo para introducir y colocar el acero de refuerzo para proceder con el colado, y terminar con el descabece. El descabece se realizó con concreto fresco para desplantar columnas cuando el concreto del pilote obtuviera el 80% de su resistencia, la cuál se registró a los -- 4 días.

De esta manera, se puede observar que el sistema de pilotes colado in situ es un procedimiento constructivo que ofrece muchas ventajas sobre los demás sistemas constructivos.

CONCLUSIONES :

En base a los problemas presentados en el ejemplo descrito, y a la facilidad de solucionar éstos problemas debido al sistema constructivo que representan los pilotes colados in situ, se puede estimar que dicho sistema constructivo fué bien seleccionado para la construcción de la cimentación de los puentes de la "CARRETERA COSTERA" PLAN MAR DE CORTEZ, pues el sistema constructivo de pilotes prefabricados hubiera presentado otro tipo de problemas, como por ejemplo; si se hubiera colocado pilote hincado, para cada pila del puente hubiera sido necesaria la colocación de varios pilotes, sin tener la seguridad de que éstos quedaran al nivel del terreno, o en su defecto que sobresalieran mucho, lo que obligaría a demoler las cabezas, y colar una trabe de liga, para después construir un muro o columnas y llegar al nivel del cabezal, dando lugar a pérdidas económicas, de tiempo y de materiales. Por lo tanto, en pilotes colados in situ, y debido a la capacidad de carga que proporciona por su área de contacto, por su profundidad de desplante y su rigidez, se requieran de menos pilotes sin necesidad de demoliciones excesivas, sin necesidad de trabes de liga, y aprovechando la continuidad del armado, se obtiene una economía en tiempo (principal factor en ésta obra), materiales y costos de construcción.

Otro de los factores que influyeron es que en el tramo LAS BRISAS-CULIACAN, se construyeron 174 puentes de diversos claros, que aumentan las pérdidas con pilotes prefabricados, pues se hubieran presentado problemas para las longitudes de los pilotes para cada puente, haciendo probables cometer errores irreparables.

Otro de los factores que economizan el sistema constructivo, es que no hace falta equipo especial de manejo de pilotes, y elimina los daños posibles por el mismo manejo.

Se eliminan los daños causados en el concreto, debido a los impactos de hincado.

Para la construcción de los pilotes en ésta obra, se utilizaron 3 equipos de perforadoras WATSON 5000, montadas sobre grúa, con sus madrinas de colado, 6 perforadoras CALDWELL de camión, con 1 madrina de colado para cada 2 perforadoras.

El ataque inicial se hizo con las perforadoras de grúa en los puentes grandes, como son: el río Culiacán de 8 claros de 30.00 M. el río Mocorito de 7 claros de 30 M., el dren Pericos de 5 claros de 30 M., el puente "NAVOLATO", sobre la carretera Culiacán-Navolato, F.F.C.C. Culiacán-Navolato y sobre canal "Cañedo", de 9 claros de 30 M., Drenes: Chico Ruiz, Doblado, Brasiles, Tesitos, Palos Blancos, El Tigre y Banderas, de 3 claros de 30 M.

Las perforadoras de camión atacaron los demás puentes sobre canales y drenes chicos de 1 claro, que variaban desde 7.00 M. con pilotes de 0.80 M. de diámetro, hasta 25.00 M. con pilotes de 1.10 M. de diámetro.

En éstos puentes chicos, se requirieron hasta 9.00 M. de profundidad, logrando un buen rendimiento.