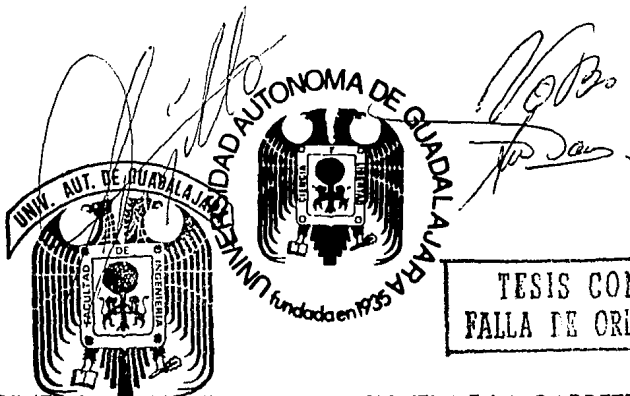


17 870115

Universidad Autonoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CIMENTACION DEL PASO A DESNIVEL DE LA CARRETERA
A TESIS TAN CON EL PERIFERICO.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

PABLO ANDRES SANCHEZ SUAREZ

GUADALAJARA, JALISCO, 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.

INDICE

	Página
I.- GENERALIDADES	1
II.- ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS	
a).- Exploración del Suelo	6
b).- Pruebas de Laboratorio	21
III.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES	39
IV.- CIMENTACIONES PROFUNDAS	58
a).- Pilotes	59
b).- Pilas	72
c).- Cilindros	83
d).- Pilas Barrenadas Acampanadas	88
V.- ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION	91
VI.- DISEÑO Y CALCULO DE LA CIMENTACION	97
Cimentación del Apoyo Central	101
Cimentación de los estribos	112
BIBLIOGRAFIA	121

I N T R O D U C C I O N

Para un país como el nuestro en el que su situación económica se torna cada día más difícil, se tendrá que pensar más en hacer un cierto gasto, y esto afectará mucho a la Ingeniería Civil, ya que cualquier obra necesitará gran inversión para ejecutarse, por lo que nace la obligación de todo ingeniero de que en cualquier obra a realizar se emplee la mejor técnica para que no tenga una falla posterior.

Bajo esta problemática, el primer punto a vencer será la cimentación, problema que se podrá resolver de muchas formas, pero sólo una será la que por su seguridad y economía sobresalga de todas. Y es el ingeniero el que dará la última palabra.

I.- GENERALIDADES

Dentro de cualquier obra civil el campo que tendrá que estudiar el Ingeniero es el de la Mecánica del suelo, desde una vía de comunicación, una obra hidráulica o un puente, los estudios que siempre se tendrán que hacer son los relacionados con el suelo, la resistencia, permeabilidad, granulometría, grado de compactación, Etc. - Por lo que se hace sumamente extensa esta rama de la Ingeniería Civil, y aunado a que en cada obra se tendrán diferentes estratos y a diferentes profundidades, aún dentro de un área no muy grande, variando su capacidad de carga de un lugar a otro, con un procedimiento constructivo muy diferente en cada caso.

Es aquí donde el ingeniero tendrá que buscar la mejor opción para cada caso en particular, cuidando que sea la más segura y a la vez económica. La seguridad es de los aspectos más importantes, pero a su vez el que más le cuesta al cliente aceptar gastar, ya que en un momento dado toda la cimentación se enterrará sin que luzca el dinero que se gastó.

Para la construcción de un puente, la cimentación representa un gasto bastante considerable, pues en este

tipo de obras la infraestructura será la encargada de que el puente trabaje sin ningún problema en condiciones de servicio, ya que un deficiente estudio del suelo puede causar un asentamiento brusco, mucho más grande del que se hubiera supuesto provocando que la estructura falle con una gran pérdida económica, y lo que es peor algunas vidas humanas de un valor incalculable.

Actualmente ha aumentado la necesidad de la construcción de más puentes, para que los cruces con un río, una vía de ferrocarril u otra carretera sean lo más expedito posible, así de lo contrario la espera por pasar un río estaría limitada a la capacidad de un chalán encargado de cruzar, o de un ferrocarril que se moviera para permitir el paso, o tan sólo de un semáforo que después de un cierto tiempo nos diera paso para cruzar la calle, teniendo por lo tanto tiempos muertos, que si se analizara una vez más el aspecto económico, la construcción de algunos puentes tendría que ser inmediata.

En la ciudad de Guadalajara, al igual que todas las ciudades grandes de México, aparte de sufrir grandemente el problema del éxodo rural, está sufriendo por la gran cantidad de gente que llega del Distrito Federal diariamente, en busca de una ciudad más tranquila, con

un mejor clima y lo más importante sin tanta contaminación, ocasionando que la ciudad de Guadalajara se esté poblando sin medida, por lo que nace la necesidad de vías de comunicación más rápidas, un circuito interior y un periférico de al menos 4 carriles y sin interrupciones para el rápido traslado de un lugar a otro.

Actualmente el periférico no le da totalmente la vuelta a la ciudad de Guadalajara, terminando de un lado en Huentitán y del otro lado un poco más adelante de la carretera a Chapala.

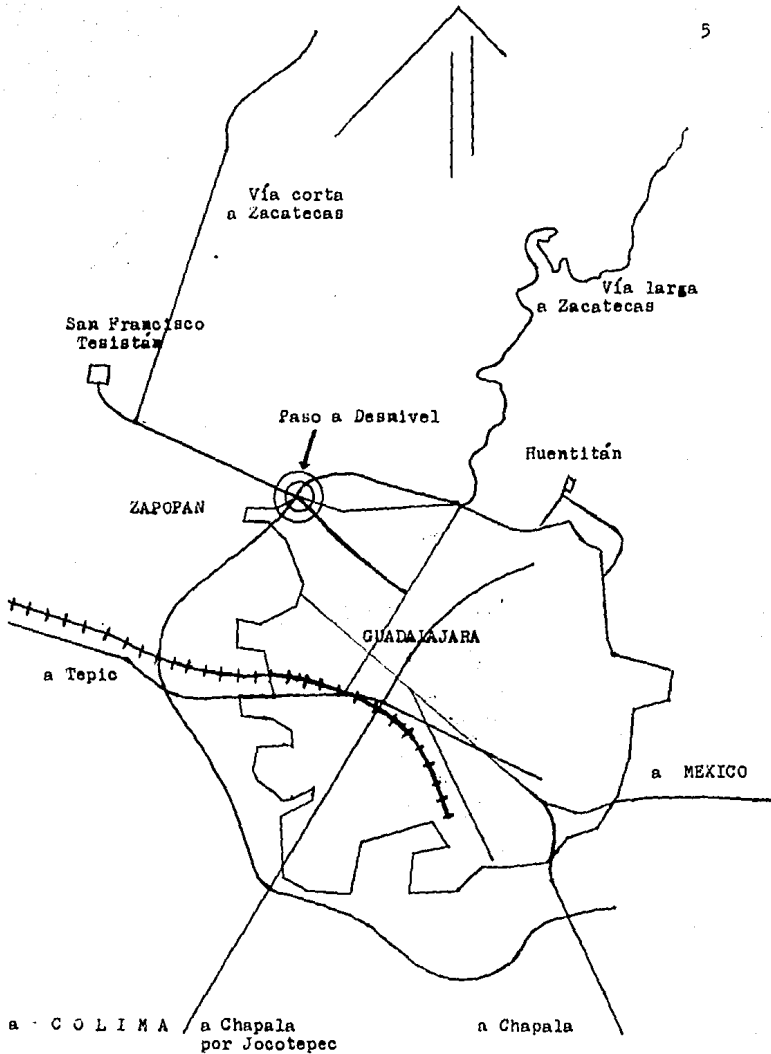
A lo largo de todo el periférico existen varios cruces con otras carreteras de mayor o menor importancia, los que poco a poco se han ido eliminando, con la construcción de pasos a desnivel. El primer paso que se construyó fué el de la carretera que va a Colima, siguiéndole el de la carretera a Chapala, que se inauguró en los primeros días de febrero, y que con estos se evitó grandemente la acumulación de tránsito. Actualmente en Santa Margarita se esta construyendo otro paso a desnivel, ya que en esta parte el periférico está muy adentrado en la ciudad provocando un tráfico intenso en horas pico.

Y el futuro paso a desnivel será el que esta entre la

carretera Zapopan-Tesistán y el Periférico. Este cruce se encuentra ubicado en la zona noroeste de esta ciudad, con una topografía que puede considerarse de tipo plana, en el km 29+900.

Durante estos últimos años este cruce se ha visto bastante conflictivo, debido al gran volumen de vehículos que por él circulan, ya que a poca distancia de este se encuentran gran número de viviendas, y otro tanto en construcción aunado al flujo de camiones de carga que toma la salida de Zapopan para ir a Tesistán o bien a Tepic o a Zacatecas, haciendo de este cruce un verdadero cuello de botella, que con un paso a desnivel se solucionaría la problemática aparte de abrirle paso libre al periférico, ya que su ampliación para dejarlo como una vía rápida es inevitable debido a la falta de una.

En estos últimos años se ha pensado que este paso a desnivel no es tan necesario, como lo sería el de la carretera a Tepic, en el que el tráfico aparentemente es más intenso, pero lo que pasa es que a principios de este año de 1985, se terminó la carretera que va a Zacatecas cuyo tiempo y longitud es menor, por lo que todo el tráfico que va a Zacatecas más todo el anterior se encausará por un sólo cruce.



CROQUIS DE LOCALIZACION

II.- ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

a) EXPLORACION DEL SUELO.

Como se dijo anteriormente para el cálculo completo y satisfactorio de la cimentación de un puente, es necesario conocer las propiedades del suelo que lo soportarán, mismas que se obtendrán por medio de un buen muestreo del suelo, tomando todos los cuidados posibles para evitar errores considerables y finalizar en el laboratorio con la realización de cada una de las pruebas.

Existen varios tipos de muestreadores que los podemos dividir en:

PRELIMINARES

DEFINITIVOS

COMPLEMENTARIOS

1).- PRELIMINARES.

Estos métodos de exploración nos sirven para conocer las condiciones del subsuelo en estudio, y poder elegir los métodos definitivos adecuados. Citando dentro de este grupo:

a) POZOS A CIELO ABIERTO.

b) POSTEADORA Y BARRENO HELICOIDAL.

2).- DEFINITIVOS.

Los métodos de exploración definitivos servirán para conocer las condiciones del subsuelo de una forma precisa y confiable. Y estos resultados serán con los que se trabaje en el proyecto. Dentro de este grupo podemos citar:

- a) PENETRACION ESTANDAR
- b) TUBOS DE PARED DELGADA
- c) METODOS ROTATORIOS

3).- COMPLEMENTARIOS.

Los métodos complementarios son menos exactos que los anteriores, pero nos sirven como complemento de los métodos antes citados. Además nos sirven para tener una idea del subsuelo sin necesidad de la obtención y el análisis de las muestras. Dentro de este grupo podemos citar:

- a) METODOS GEOFISICOS
- b) METODO DE LAVADO

En el paso a desnivel en estudio se necesitaron 2 sondeos, indicados en el croquis del cruce, usando como método definitivo el de Penetración Estándar y como complementario el de lavado. A continuación se describirán cada uno de los métodos de exploración del suelo.

POZOS A CIELO ABIERTO

Este método de exploración es el más confiable para cuando no se requiera profundizar demasiado en la cimentación de un cierto elemento, y consiste, en una excavación rectangular de 1m X 2m. generalmente, en la cual se puede apreciar directamente la estratigrafía del suelo.

Si es necesario obtener muestras inalteradas, se obtendrán a partir de las paredes de la excavación, de lo contrario no se conocería la resistencia requerida, con objeto de recomendar la capacidad de carga. una forma de obtener una muestra inalterada es extrayendo un cubo de unos 25 cm. de lado en la paredes, y tomando en cuenta la posición, para reproducirla en el laboratorio. Otra manera sería con tubos muestreadores, introduciéndolos a presión.

En ambos casos se cubre la muestra con parafina, brea y manta y se empaca en un cajón con papel o aserrín.

POSTEADORA Y BARRENO HELICOIDAL

Las muestras obtenidas por medio de este equipo son completamente alteradas, no obstante son representativas en lo que respecta al contenido de agua, pero sumamente difícil para localizar las fronteras de los estratos.

Estos muestreos podrán llegar hasta una profundidad - de 15 m., a diferencia de los pozos que máximo llegará a - 6 m., dependiendo del tipo de suelo y del nivel freático.

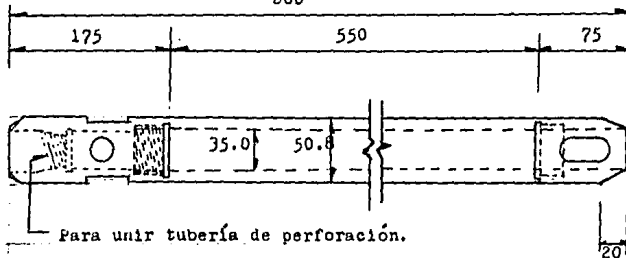
Las perforaciones con barreno se ejecutan introducien do en el terreno por rotación la punta helicoidal del ba-- rreno, para luego retirarlo con el suelo que se le adhiere.

En el caso de la posteadora, es introducida con el gi ro del maneral, adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Esta prueba ya es parte de los muestreos definitivos, siendo de los más usados, y consiste en hacer hincar un -- muestreador con punta biselada, con un Diámetro exterior - 5.08 cm. y diámetro interior = 3.5 cm., por medio de gol-- pes, dados por un martinete cuyo peso es de 63.5 kg. (140 lbs.) que cae desde 76 cm. (30 plgs.), contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. El martinete tiene un cable que se acciona manual o mecáni camente, el cual se encuentra suspendido del trípode por - una polea.

El muestreador tiene una longitud de 80 cm. y la parte interior hueca para obtener las muestras en las perforaciones. A continuación se muestra el Penetrómetro Estándar:



Peso total 6.8 kg.

(todas las medidas en mm.)

La mayor importancia y utilidad de la prueba de Penetración Estándar, radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna y el valor de la resistencia a la compresión simple en arcillas, por lo que con esta prueba es posible empíricamente, determinar la relación que existe entre el número de golpes necesarios para hacer penetrar el muestreador, con la resistencia del suelo dado.

TUBOS DE PARED DELGADA

Este método consiste en hacer hincar a presión un tubo muestreador de pared delgada en suelos cohesivos, y cuando es ejecutado con precisión es definitivo, para efectuar con las muestras obtenidas, los ensayos de consolidación y pruebas triaxiales en el laboratorio.

Cuando se hince este tubo se debe hacer a una velocidad constante, y no debe ser metido a golpes, ya que la muestra puede ser alterada, y al efectuar en ella las pruebas de laboratorio no se obtienen resultados reales.

Esta prueba puede hacerse de una manera continua o discontinua. De preferencia se debe hacer continua pues así se obtendrá una información completa de los estratos existentes en la zona de estudio.

METODOS ROTATORIOS

Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos resistente, o cuando no se pueda continuar con los procedimientos descritos con anterioridad, se procede a emplear máquinas perforadoras de rotación,

con broca de diamantes ó de tipo cáliz. La primera consiste en un muestreador especial de corazón, colocado en el extremo de la tubería de perforación, al cual se le acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación. La colocación de los diamantes en la broca depende, del tipo de roca por atacar.

Para la rotación tipo cáliz, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero. Con este tipo de rotación se pueden hacer perforaciones con diámetros hasta de 3 m.

Para lograr el éxito de una maniobra de perforación rotatoria depende de tres factores principales:

- a) Velocidad de Rotación.
- b) Presión de agua para evitar el calentamiento.
- c) Presión sobre la roca.

METODOS GEOFISICOS

Ya dentro de los muestreos complementarios tenemos estos métodos, que nos permiten explorar grandes áreas

con mayor rapidez, pero nunca nos proporcionarán información con detalle para fines de cimentación, como la que nos puede proporcionar la exploración convencional. Se tienen 2 métodos principales:

1) Método Sísmico:

Se basa en la velocidad de propagación de las ondas sísmicas, según varíe la densidad de los materiales. Este método se realiza haciendo una pequeña explosión que se registrará en los geófonos, los cuales se distribuyen en la zona deseada y a la profundidad requerida. Este registro es graficado con la ayuda de un oscilógrafo, con lo cual se pueden conocer los espesores de los diferentes estratos existentes.

2) Método de Resistividad Eléctrica.

Este procedimiento está basado en que cada tipo de suelo tiene diferente Resistividad eléctrica.

En una zona de suelo puede medirse colocando 43 electrodos igualmente espaciados en línea y en la superficie. Los dos extremos conectados en serie a una batería, mientras que los interiores están conectados a

un Potenciómetro, que mide la diferencia de potencial de la corriente circulante, dándonos la experiencia - que mientras más dura es una roca mayor será su resistividad eléctrica.

METODO DE LAVADO

Este método es el menos exacto de todos, y en el que las muestras que se obtienen son totalmente alteradas, pero la gran ventaja que tiene es su rapidez y su bajo costo. Con las muestras que se obtengan por este método no se podrán realizar pruebas de laboratorio, aunque sí se conocerá la estratigrafía aproximada en esta zona.

Para la perforación se hincará además el ademe a golpes con un martinete, teniendo que ser este ademe de mayor diámetro que la tubería que vaya a usarse para la inyección del agua. Esta tubería tendrá que tener un trépano de acero, perforado, para permitir el paso de agua a presión.

El procedimiento de este método es el siguiente:

Se inyecta el agua a presión por medio de una

bomba, para que con el suelo del fondo forme una suspensión, que salga al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección, recogiéndola en un recipiente y analizar el sedimento. Para completar este método, se colocará en el extremo de la tubería una cuchara saca muestras, para que cada 1.50 m. se obtenga una muestra siempre y cuando el agua eyectada no cambie sus propiedades.

Una vez descritos todos los métodos de exploración se mostrarán los perfiles estratigráficos del suelo - en los dos sondeos realizados en el cruce en estudio, y que su localización se muestra en la figura de la siguiente página.

Como se dijo antes, en estos dos sondeos se usó el método de Penetración Estándar y el de Lavado, obteniéndose una estratigrafía constituida por arenas y - arenas limosas de origen pumítico, material que constituye casi en su totalidad el subsuelo de la ciudad de Guadalajara y parte de sus alrededores.

En el sondeo número 1 hasta los 2 Mts., se obtuvieron arenas de finas a gruesas con poca materia orgánica y gravas aisladas. Desde los 2 m. hasta los 15 m. se

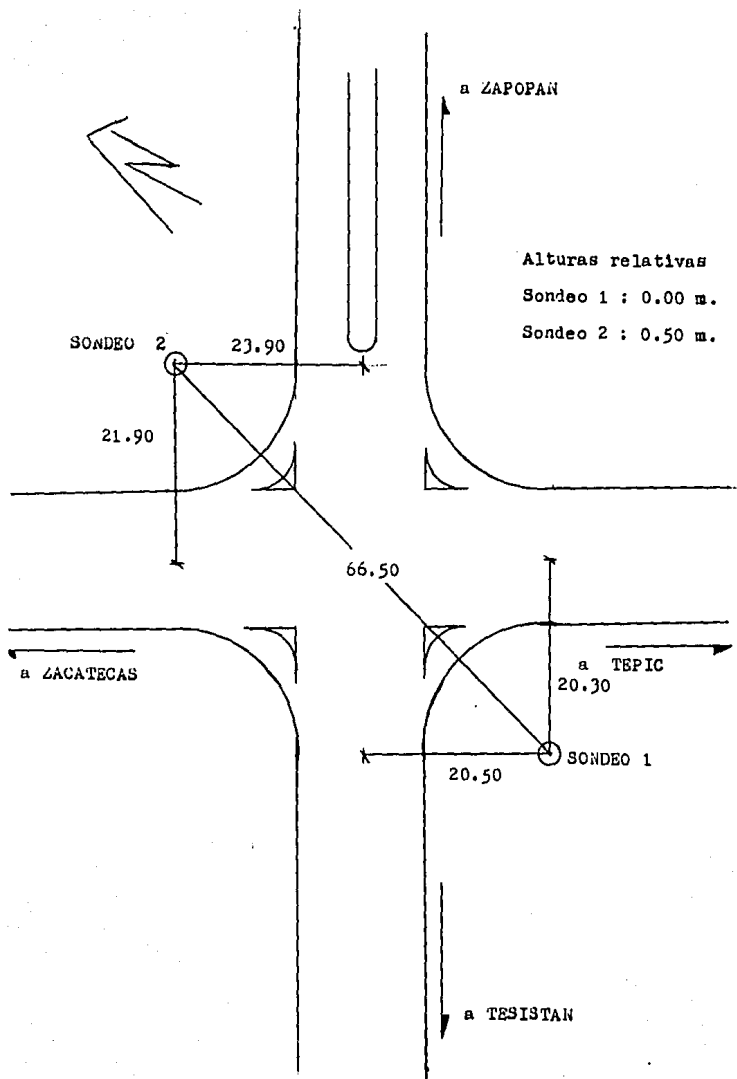
encontraron arenas pumíticas y limosas de finas a gruesas de color café a gris claro, incrementándose su compacidad con la profundidad, de tal manera que a la profundidad de 15 m. se encuentran muy compactas hasta los 17 m. (n=50 golpes). A partir de aquí empieza a decrecer la compacidad, hasta la profundidad de los 23 m. en donde se encuentra bastante suelta. El nivel de aguas freáticas se encontró a 12.60 m.

Con lo que respecta al sondeo número 2, los estratos son similares, variando sólo las profundidades de las fronteras de los distintos estratos, teniéndose a los 15 m. clasificación y compacidad uniformes (n=50 golpes), hasta la profundidad explorada de 20 m. El nivel de aguas freáticas se encontró a los 12 m.

Las principales razones por las que se usó este método de Penetración Estándar, fué por el tipo de suelo del lugar, en el que fácilmente se hincó el penetrómetro los primeros metros y en los que no se podía avanzar se ayudaba con el método de lavado, como a partir de los 14 metros en los sondeos 1 y 2. Los otros métodos anteriormente dichos se usarán para otras condiciones, en las que el suelo que se esté estudiando sea mucho más resistente o la profundidad de estudio no sea muy

grande.

Una ventaja más sería la correlación que existe entre el número de golpes y los factores de carga de Terzaghi, factores que serán un tanto engañosos para este tipo de suelo, en el que las partículas de jal resisten muy poco al esfuerzo proporcionado por el bisal del penetrómetro, dando lecturas más bajas con respecto a lo que en realidad puede resistir.



SONDEO		N.º		RECUPERACION CM.					
CLASIFICACION	COMPACTIDAD	PROFUN. P. (E.)	MUESTRA	10	20	30	40	50	60
				PENETRACION ESTANDAR N.					
				0	10	20	30	40	50
ARENA DE FINA A GRUESA LIMOSA MUY SUELTA COLOR CAFE CLARO CON POCO MAT. ORGANICA Y ZAVAS SUELTAS (SM)	SUELTA	1	1						
		2	2						
		3	3						
ARENA PUNITICA DE FINA A GRUESA LIMOSA SUELTA CAFE CLARO (SM)	SUELTA	4	4						
		5	5						
		6	6						
		7	7						
ARENA PUNITICA DE FINA A GRUESA LIMOSA COLOR CAFE CON PARTES ROJIZAS (SM)	SUELTA	8	8						
		9	9						
		10	10						
		11	11						
		12	12						
ARENA PUNITICA DE FINA A GRUESA POCO LIMOSA COLOR GRIS CLARO CON PARTES CAFE AMARILLENTO (SM)	SUELTA A MEDIANA	13	13						
		14	14						
		15	15						
		16	16						
		17	17						
		18	18						
		19	19						
ARENA FINA A GRUESA LIMOSA COLOR GRIS CLARO (SM)	MEDIANA	20	20						
		21	21						
		22	22						
		23	23						
		24	24						
		25	25						
		26	26						
ARENA PUNITICA FINA LIMOSA COLOR GRIS CLARO CON MUY POCO ARENA GRUESA (SM)	COMPACTA A MUY COMPACTA	27	27						
		28	28						
		29	29						
		30	30						
		31	31						
ARENA PUNITICA FINA A GRUESA POCO LIMOSA COLOR GRIS CLARO (SP-SM)	COMPACTA	32	32						
		33	33						
		34	34						
		35	35						
ARCILLA ARENOSA COLOR CAFE ROJIZO (SC)	MEDIANA	36	36						
		37	37						
ARENA ARCILLOSA DE FINA A GRUESA, CAFE CLARO (BC)	SUELTA	38	38						

S O N D E O No. 2

CLASIFICACION	COMPACIDAD		RECUPERACION CM.					
			10	20	30	40	50	60
			PENETRACION ESTANDAR n					
			0	10	20	30	40	50
ARENA DE FINA A GRUESA POCO LIMOSA, CAPE, CON MATERIA ORGANICA Y GRAVAS AISLADAS (SM)	SUBLTA	1						
		2						
		3						
		4						
		5						
ARENA PUMITICA DE FINA A GRUESA LIMOSA CAPE GRUESA (SM)	SUBLTA	6						
		7						
		8						
		9						
ARENA PUMITICA FINA A GRUESA LIMOSA CAPE GRUESA AECILLOSA CAPE (SC)	SUBLTA	10						
		11						
		12						
		13						
		14						
ARENA PUMITICA FINA A GRUESA LIMOSA COLOR GRIS CLARO Y PARTES CAPE AMARILLO (SW-SM)	MEDIANA	15						
		16						
		17						
		18						
		19						
ARENA PUMITICA DE FINA A COMPACTA GRUESA LIMOSA COLOR GRIS CLARO (SM)	MEDIANA	20						
		21						
		22						
LIMO ARENOSOS, ARENA PUMITICA FINA LIMOSA COLOR GRIS CLARO CON Poca ARENA GRUESA (ML)	MUY COMPACTA	23						
		24						
		25						
		26						
		27						
RECUPERACION		28						
PENETRACION ESTANDAR		29						
		30						
		31						
		32						
		33						
LAVADO	L	34						

b) PRUEBAS DE LABORATORIO

Una vez realizada la exploración necesaria según las características mencionadas, se procede a ejecutar los ensayos en el laboratorio, en el cual con la ayuda de instrumentos y técnicas establecidas se podrá llegar a conocer la forma más real posible del comportamiento de dichos suelos.

Las pruebas de laboratorio las podemos clasificar en dos grupos importantes:

1) Pruebas índice:

- Contenido de agua
- Densidad
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Distancia, tenacidad y resistencia.
en estado seco.

2) Pruebas especiales:

- Compresión simple
- Pruebas triaxiales
- Consolidación

- Permeabilidad
- Compactación

Determinación del contenido de agua:

$$W (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

donde: W_s = Peso de la muestra seca.

W_w = Diferencia entre el peso de la muestra en su estado natural y W_s .

Densidad.

Se define como densidad de un suelo a la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen del agua que desalojan.

Para ejecutar la prueba primeramente se hace la calibración de matraz, o sea, que se hacen gráficas para cada uno de los matraces, los cuales llevarán en el eje de las ordenadas pesos del matraz y en las abscisas las temperaturas correspondientes.

Posteriormente se toman 200 gramos de muestra - colocándose en una cápsula de porcelana o vidrio refractario, se pesa un matraz limpio de 500 cm³, conteniendo 100 cm³ de agua destilada. El peso obtenido con una aproximación de 0.1 gramos es W_m .

Se pone a secar el material en un horno a una temperatura constante, y se pesa obteniéndose W_s . Luego se vacía el material en el matraz y se pesa, una vez que ya se derramó el volúmen sobrante y se tiene W_{ms} . Por lo tanto la densidad será igual a:

$$S_s = \frac{W_s}{W_m + W_s - W_{ms}}$$

Granulometría: El análisis granulométrico de - un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. A partir de la distribución de los granos de un suelo, es posible formarse una idea aproximada de otras propiedades del mismo.

Según su composición, la granulometría puede determinarse por medio de mallas, por el método del hidrómetro, o bien combinando ambos.

El análisis mecánico se concreta a segregar el suelo por medio de una serie de mallas que definen el tamaño de la partícula, se efectúa este análisis con la muestra íntegra.

Primeramente se hace pasar el material por la malla N^o. 4 y el material retenido se pasa posteriormente por las mallas de 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2" y 5/8", colocándose en este orden y agitándolos con movimientos horizontales y verticales combinados. Se pesa la fracción retenida en cada malla anotándose en el registro correspondiente.

Del material que pasa por la malla N^o. 4, primeramente se seca la muestra al horno, enseguida se colocan las mallas en orden progresivo de la N^o. 8 a la N^o. 200, y al final la charola. Se agita nuevamente y se pesa lo retenido en cada malla, sacando los porcentajes retenidos en cada malla, con respecto al peso total de la muestra.

El método del hidrómetro se basa en la aplicación de la ley de Stokes, a una esfera que cae libremente en un líquido. Este método es el más usado para hacer la determinación indirecta, de los diámetros y las frac-

ciones de partículas finas, es decir, las que pasan a través de la malla N°. 200.

Para realizar la prueba se hace una pasta con 40 grs. de suelo y Silicato de Sodio a 40%, se le agrega agua destilada y se bate durante 15 minutos. Se pasa esta suspensión a una probeta graduada con agua destilada y se agita vigorosamente por lo menos 1 minuto. Inmediatamente se coloca la probeta sobre una mesa fija, se pone en marcha un cronómetro y se introduce el hidrómetro, sujetándolo hasta un poco más abajo de su nivel de flotación, después se suelta dejándolo libre. Se hacen luego diferentes lecturas del hidrómetro, manteniendo la temperatura constantemente incrementándose, para evitar corrientes de convección. Y se termina usando el Nomograma de la Ley de Stokes, para encontrar el diámetro de las partículas.

Límites de Atterberg:

También llamados límites de consistencia, son los que marcan las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales cohesivos fijando los límites siguientes: Líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido

y plástico, el segundo entre el plástico y el semisólido, y el tercero separa el semisólido del sólido.

L_1 = El límite líquido lo fija el contenido de agua (en %), del peso seco, que debe tener un suelo remoldeado, para que una muestra del mismo, en que se haya practicado una ranura de dimensiones estándar, - al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos se cierre sin resbalar en su apoyo. Las dimensiones son: base superior 13.50 mm., base menor 2 mm. y altura de 1 cm. La altura de caída de la copa de Casa grande será de 1 cm.

A continuación se le dá vuelta a la manija a razón de 2 golpes por segundo, contando dichos golpes hasta que se cierre el fondo. Se ejecuta la operación hasta que coincida el número de golpes y el cierre del fondo.

Cuando se ha obtenido un valor consistente del número de golpes (entre 6 y 35), se obtiene la cantidad de agua de la muestra en %, correspondiente a cada número de golpes, y se grafica la curva número de golpes contra humedad en %, el límite líquido se encuentra donde el contenido de agua con la curva corresponda a 25 golpes.

L_p = El límite Plástico lo fija el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo, formado del suelo, de aproximadamente 3.2 mm. de diámetro, al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa, no absorbente que puede ser una placa de vidrio. El objeto de rodarlo es reducir gradualmente la humedad por evaporación hasta alcanzar el endurecimiento. Cuando el cilindro presenta señales de desmoronamiento (al alcanzar los 3.2 mm.), se procede a obtener el contenido de agua de la muestra. Se repite 3 veces la operación, encontrándose que el límite plástico del suelo será el promedio de las 3 determinaciones.

L_c = El límite de Contracción se refiere al contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secamiento de evaporación. Los límites de contracción se obtienen en el laboratorio a partir de la fórmula siguiente:

$$L_c = W_c = W_i - \frac{(V_i - V_f)}{W_s} \times 100$$

en donde:

L_c = límite de contracción en %.

W_i = Porcentaje de humedad del suelo antes de -
contraerse.

V_i = Volúmen inicial de la pastilla de suelo.

V_f = Volúmen final de la pastilla (suelo seco).

W_s = Peso de sólidos.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad y es una medida de la plasticidad del suelo. Se define el índice de contracción por la diferencia entre los límites plástico y de contracción.

Dilatancia:

Se llama dilatancia a la expansión de un suelo, producida por corte a presión normal constante. La prueba se ejecuta de la siguiente manera: Se pasa el material por la malla Nº. 40, formando una pastilla de suelo húmedo de unos 10 cm³ aproximadamente. A continuaci3n se coloca la pastilla en la palma de la mano, agitándose vigorosamente y golpeándose contra la otra mano. Una reacci3n positiva consiste en que en la superficie de la pastilla aparece agua. Cuando la pastilla se parietta entre los dedos, desaparece de la superficie el agua mencionada, el suelo se vuelve tieso y finalmente

se agrieta o desmorona. La rapidez con que aparece el agua en la superficie al agitar, y desaparece al apretar, sirve para identificar la clase de finos de los suelos.

Las arenas muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos tales como el típico polvo de roca de una reacción moderada.

Tenacidad:

Después de ser eliminadas las partículas de tamaño mayor que la malla N^o. 40 se moldea un espécimen de aproximadamente 10 cm³, hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si en estado natural el suelo está muy seco, debe agregarse agua pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una copa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Cuando el espécimen adquiere la consistencia deseada, se rodilla a mano sobre una superficie suave o entre las palmas hasta hacer un cilindro de 3 mm., repitiéndose la operación varias veces, hasta que pierda su plasticidad y se desmorone, que es cuando se alcanza al límite plástico. Después de que el rollo se ha desmoronado, los pedazos

deben juntarse y amasarse nuevamente formando una bolita hasta que la masa se desmorone nuevamente.

La existencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad en un suelo se identifica por la menor o nula tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico, y por la fragilidad de la bolita al romperla finalmente entre los dedos.

Resistencia en Estado Seco:

Al igual que el otro se hace una pastilla y se mete al horno para que se seque perfectamente, y se prueba su resistencia al esfuerzo cortante, rompiéndola y desmoronándola entre los dedos. La resistencia al esfuerzo cortante en estado seco aumenta al aumentar la plasticidad del suelo. Las arcillas presentan alta resistencia en estado seco, mientras que los limos presentan poca resistencia, y en el caso de las arenas es nula.

Compresión Simple:

La prueba consiste en aplicar un esfuerzo axial a un espécimen sin la etapa previa de presión hidrostática.

ca. El procedimiento es el siguiente:

Se monta en el marco de carga el espécimen con su base y cabezal ya instalados, se ajusta el extensómetro, el cual medirá las deformaciones al centésimo de milímetro. A continuación con un cronómetro en mano se aplica el primer incremento de carga, inmediatamente antes de aplicar el segundo incremento de carga deberá de registrarse la lectura del extensómetro. Cada incremento de carga debe aplicarse durante 1 minuto. Si la muestra falla bruscamente, se registra el tiempo transcurrido tras la aplicación del último, si no falla bruscamente la prueba se dará por terminada al sufrir la muestra una deformación unitaria del orden de 20%. Ya con estos datos finalmente se hace la gráfica esfuerzo-deformación.

Compresión Triaxial:

Estas pruebas se llevan a efecto en la cámara de compresión triaxial, en la que puede regularse tanto los esfuerzos normales, como el grado de saturación, el grado de consolidación y la velocidad de deformación en una sola dirección. Los ensayos de compresión triaxial los podemos dividir en:

A) Prueba Rápida no Drenada: Consiste en no -
dejar salir nada del agua que tenga la muestra y aplicar
rápidamente la carga para que se produzca la falla.

B) Prueba Rápida Consolidada: En este tipo de
prueba se deja la muestra todo el tiempo que se necesite
para que se consolide bajo la presión hidrostática,
e inmediatamente el espécimen se lleva a la falla aplicán-
dole un incremento rápido de carga, evitando que durante
la aplicación de la carga se siga consolidando, lográndose
esto por medio del cierre de las válvulas del dren.

C) Prueba Lenta Drenada: En esta prueba aparte
de aplicarse incrementos pequeños de carga, no se dejará
de consolidarse la muestra hasta la falla.

Consolidación:

Quando un suelo saturado se somete a un incremento
de carga, la acción de ésta se transmite en un principio
al agua que llena los poros del material, por ser el
líquido incomprensible comparado con la estructura que
forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la
presión que de este modo se induce en el agua, ésta
fluye hacia las fronteras en las cuales dicha presión

se disipa, produciéndose variaciones en el volumen del material y la transferencia de la carga a la estructura sólida. La velocidad con la que se produce la consolidación, depende de la permeabilidad del suelo al igual que de otras condiciones geométricas y de frontera.

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material que se estudia, con un arillo de bronce, que le proporciona un confinamiento lateral, y unas piedras porosas donde apoya el marco con el extensómetro, que permite llevar un registro de las deformaciones y tiempos transcurridos, para cada incremento de carga.

Permeabilidad:

El flujo de agua a través de los suelos está expresada por la ley de Darcy: $Q = KiA$.

donde: Q = gasto que pasa a través de la muestra.

k = coeficiente de permeabilidad.

i = gradiente hidráulico.

A = sección transversal de la muestra.

El coeficiente de permeabilidad K depende del

tamaño y de la forma de los granos que componen el suelo, de la relación de vacíos, del grado de saturación, del contenido de materia orgánica y de la temperatura y solubilidad de sus elementos. Siendo este coeficiente distinto para cada tipo de suelo, es necesario determinarlo experimentalmente mediante pruebas de permeabilidad en cada caso particular.

El procedimiento consiste en someter la muestra del suelo a un escurrimiento de agua bajo una carga constante. Es necesario conocer la saturación de la muestra, su longitud, la carga a que está sometida y la temperatura del agua.

Primeramente se mide el diámetro interior del permémetro, a continuación se pesa, se coloca la muestra en capas apisonándolas con un número variable de golpes, se pesa el permémetro con la muestra compactada, y la diferencia con el primer peso será el peso de la muestra seca. Se satura la muestra y con un cronómetro y una probeta se podrá calcular el coeficiente de permeabilidad.

Compactación:

Se entiende por compactación, todo proceso que

augmente el peso volumétrico de un material. En general es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable.

La compactación no sólo depende de las características del dispositivo usado, sino fundamentalmente de la humedad que tiene el material. Proctor creó un método que con un pisón y un molde estándar, se puede encontrar la humedad óptima. Se pone el material en el molde en tres capas, dándoles 25 golpes a cada capa, se enrrosa, y se pesa el molde con todo y suelo. Se toman después dos muestras de 100 gramos cada una y se obtiene el contenido de humedad, repítase este procedimiento cada vez con mayor humedad y graffíquese para obtener la humedad óptima.

SONDEO No 1

MUESTRA	CARACTERISTICAS DEL MATERIAL										HUMEDAD NATURAL (%)
	GRANULOMETRIA %										
	10	20	30	40	50	60	70	80	90		
1	▲		○							□	28.7
2	▲		○							□	31.9
3	▲				○	○					30.7
4	▲		○							□	43.5
5	▲		○							□	38.0
6	▲		○							□	38.7
7	▲		○							□	31.2
8	▲				○	○				□	32.7
9	▲				○					□	43.7
10	▲			○						□	55.3
11		▲	□							□	49.0
12		○		▲						□	49.5
13		○		▲						□	40.1
14		○		▲						□	62.3
15		○									45.5
16		▲								□	38.8
17		○								□	44.1
18		▲								□	50.1
19		▲		○						□	44.1
20		▲		○						□	30.4
21		▲		○						□	46.8
22	▲								○	□	28.8
23	▲								○	□	31.6
24	▲									□	29.8
25	▲								○	□	28.6
26	▲								○	□	29.1
27	▲								○	□	32.9
28	▲								○	□	29.5
29	▲								○	□	31.1
30		▲								□	35.7
31		○								□	50.5
32		▲								□	39.2
33		○	▲							□	34.2
34		○	▲							□	60.1
35	▲								○	□	33.4
36	▲								○	□	34.7
37		▲		○						□	63.8

▲ = Gravas
 □ = Arenas
 ○ = Fines

SONDEO N O 2

MUESTRA	CARACTERISTICAS DEL MATERIAL										
	GRANULOMETRIA %										HUMEDAD NATURAL (%)
	10	20	30	40	50	60	70	80	90		
1	△		○		□						25.8
2	△									□	26.9
3		○	△			□					18.2
4		△	○			□					20.4
5	△		○							□	29.6
6	△	○								□	31.2
7	△		○							□	22.9
8	△			○						□	28.6
9	△		○							□	36.3
10	△		○							□	45.3
11	△	○								□	46.6
12	△		○							□	21.9
13	△	○								□	51.3
14	○	△								□	44.4
15	○	△								□	45.7
16	○									□	33.7
17	○	△								□	36.8
18	△	○								□	37.6
19	○	△								□	53.3
20	△	○								□	43.3
21	△		○							□	41.8
22	△		○							□	38.9
23	△			○						□	32.5
24	△			○						□	28.9
25	△			○						□	30.9
26	△				○					□	29.4
27				○						□	31.1
28	△				○					□	29.5
29	○					○					21.7
30	△						○				25.2
31	△							○			25.4
32	△								○		25.3
33	△								○		24.4

Tanto los sondeos como las características anteriores fueron proporcionadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes del Estado de Jalisco, y las características no expuestas como los límites de consistencia, se consideran por ser un material arenoso, sin plasticidad, con un límite de contracción igual a cero y un límite líquido más o menos de 30.

En lo que se refiere a la consolidación, por ser un material muy permeable las partículas toman los esfuerzos, ya que la velocidad con la que circula el agua a través del suelo es rápida, sin poder medir la consolidación por no mantenerse saturado.

III.- CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para el diseño completo de una cimentación, se tendrá que obtener en primer lugar, la resistencia del terreno donde se desplantará la estructura, para así dimensionar la zapata o losa que se vaya a utilizar.

Cuando la profundidad de la cimentación de un puente no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento, se dice en la ingeniería que se trata de una cimentación de superficie. Los tipos más frecuentes de Cimentaciones Superficiales son las Zapatas Aisladas, las Zapatas Corridas y las losas de Cimentación.

Zapata Aislada: Es un ensanchamiento de la base de la columna, para reducir la presión sobre el suelo a la máxima admisible. Una zapata aislada puede en algunas ocasiones soportar más de una columna, siendo las formas más usables la de cuadrado y de círculo. En la mayoría de las veces el material que se usa es el Concreto reforzado.

Zapata Corrida: Es un elemento semejante al anterior, con la diferencia que la longitud será mucho más grande que el ancho. Este tipo de cimentación será

la encargada de soportar, o varias columnas o un muro, y estarán construídas de Mampostería o de Concreto reforzado. En el caso que se tuvieran dos columnas muy juntas y la resistencia del suelo fuera baja, se podrán ligar éstas obteniendo un mayor contacto entre el suelo y la cimentación.

Losa de Cimentación: Cuando las cargas sean muy altas y la separación entre una y otra no sea muy grande, se pensará en hacer una losa de cimentación de concreto reforzado, que puede llegar a ocupar toda la superficie construída. Cuando se diseña una cimentación, y el área cubierta es más del 50% del área total del terreno donde se desplantará la estructura, es recomendable la construcción de la losa completa.

En el paso a desnivel sobre el que se está trabajando, se tiene sólo una opción en el caso de que se quiera cimentar por superficie, y es el de la zapata corrida, ya que tanto en los 2 Estribos, como en el apoyo central, que estará formado por pilas en línea, sólo este tipo de cimentación es el indicado.

A continuación se mostrará cómo se calcula la capacidad de carga de un suelo arenoso, sobre el que

irá apoyada una zapata corrida.

a) CAPACIDAD DE CARGA PARA LAS ZAPATAS CONTINUAS

La teoría que se usará para calcular la capacidad de carga será la de Terzaghi, cuya fórmula es la siguiente: (las deducciones de las fórmulas no se indicarán, pues no es el objeto de esta tesis).

$$q_c = cN_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde:

c = Cohesión del suelo donde está apoyado el cimiento.

D_f = Profundidad de Desplante.

B = Ancho del cimiento por longitud infinita.

N_c, N_q, N_γ = Son los llamados factores de capacidad de carga de Terzaghi, dependiendo solamente de ángulo de fricción interna.

En la gráfica 3-1 se muestran las curvas para dife--

rentes ángulos de fricción interna y los valores de N_c , N_q , y N_γ . Estos factores se usan sólo cuando en un cimiento se supone una falla general, pero cuando en una cimentación la falla se produce en un elemento sin afectar al resto de la cimentación, se dice que será una falla local. Cuando ocurre esta situación, Terzaghi propuso los factores de corrección siguientes:

$$c' = 2/3 c$$

$$\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

quedando una expresión de la siguiente manera:

$$q_c = 2/3 c N_c' + \gamma D_f N_q' + 1/2 \gamma B N_\gamma'$$

donde:

N_c' , N_q' , N_γ' = son los factores de capacidad de carga para falla local.

En la misma gráfica antes citada y con líneas discontinuas se dan las curvas para los valores de N_c' , N_q' y N_γ' .

Existen varios conceptos que se tienen que tomar en cuenta para la determinación correcta y definitiva

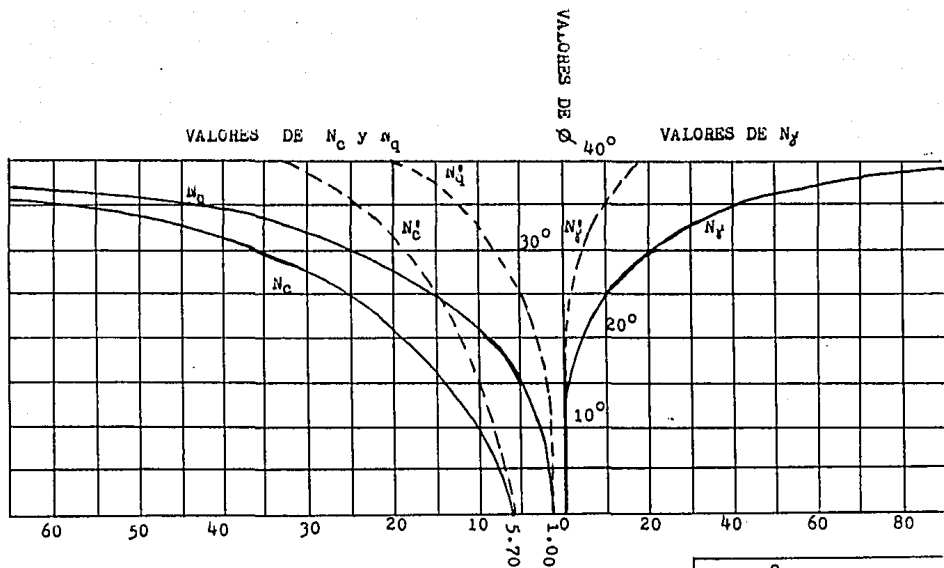
de la capacidad de carga de un suelo. Teniendo en primer lugar:

LA COMPACIDAD RELATIVA DEL ESTRATO DE DESPLANTE

El ángulo de fricción interna variará directamente con la compacidad relativa, teniéndose grandes variaciones en los factores N_q y N_γ , que aumentan al tener una compacidad alta.

La compacidad relativa se obtendrá a partir de la prueba de penetración estándar, que su importancia como ya se había dicho anteriormente en el otro capítulo, son las correlaciones entre el campo y el laboratorio, que son bastante confiables en arenas y en suelos predominantemente arenosos.

La gráfica 3-2 da una correlación entre el número de golpes para los 30 cm. de penetración especificados, y el ángulo de fricción interna del material que se trate, siendo esta gráfica únicamente para materiales granulares. La curva con línea discontinua será la del material arenoso con tamaños medianos y algo de contenido de gravas; mientras que la línea continua



GRAFICA 3 - 1

$$\phi = 44^\circ, N_y = 260$$

$$\phi = 48^\circ, N_y = 780$$

será sólomente para material arenoso fino y con limo. Este último es el material que domina a partir de los 2.00 mts. de profundidad, donde se desplantará la cimentación del paso a desnivel.

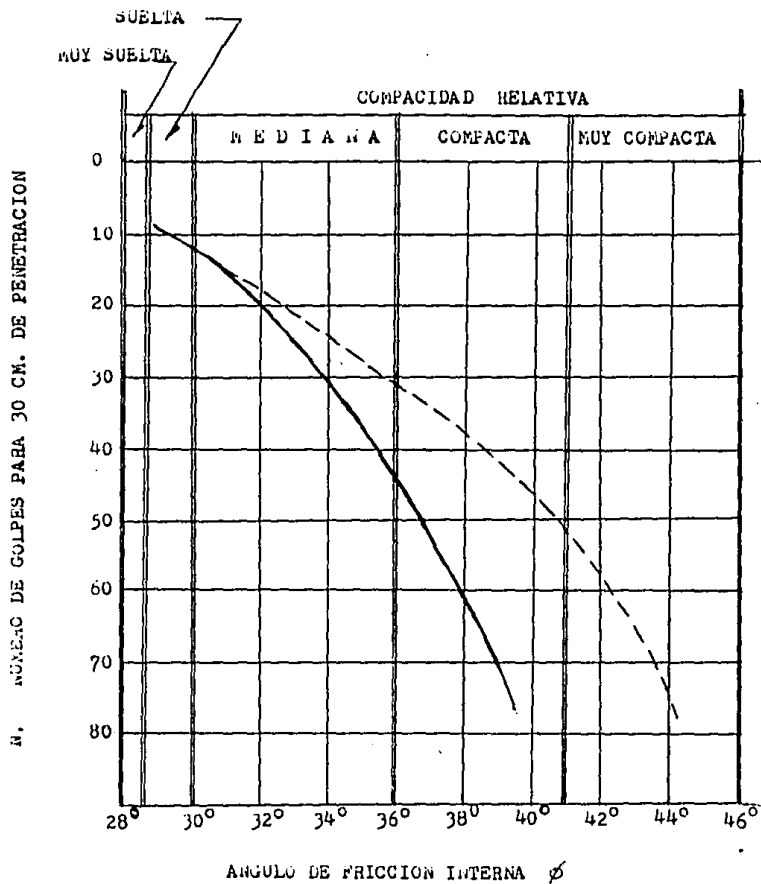
A partir de esta última gráfica y con la ayuda de la 3-1, se podrán obtener los factores de Capacidad de Carga y así obtener la resistencia del terreno, siempre y cuando no esté afectada por alguna de las restricciones que se están dando.

Cuando se trata de arenas situadas abajo del nivel freático, el número de golpes del penetrómetro será mayor que el que se tendría en arena seca y fina. Por lo que se creó una expresión para corregir el número de golpes, siendo la fórmula la siguiente:

$$N = \frac{N' + 15}{2}$$

donde:

N' = el número de golpes obtenidos en la prueba, teniendo que ser mayor que 15.



G R A F I C A 3 - 2

En nuestro caso no existirá este problema, ya que el nivel freático se encuentra a una profundidad de 12.00 metros y como en este tema se están analizando sólomente las cimentaciones superficiales, dejaremos - la expresión anterior para el siguiente tema.

Otro problema de seria importancia sería cuando se encuentran boleos o gravas, en las que el Penetrómetro se detiene y puede dar una lectura errónea en el número de golpes, por lo que aquí entrará la experiencia del ingeniero para resolver el problema.

LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Sería imposible tener una fórmula para obtener la profundidad a la que se va a desplantar una cierta estructura, ya que se tendrá de un lugar a otro una estratigrafía muy variada, de diferentes resistencias y propiedades. Lo que si se necesitará siempre hacer en una obra de cimentación será el desmonte y despalme, es decir, retirar la capa vegetal existente, ya que la materia orgánica es sumamente mala como suelo de soporte de una estructura.

La otra restricción sería que no se podrá desplantar

la cimentación a una profundidad menor de 2.00 metros, ya que un paso a desnivel estará sometido a grandes cargas.

LA POSICION DEL NIVEL DE AGUAS FREATICAS.

Cuando el Nivel de Aguas freáticas está arriba del nivel de desplante de la cimentación, no se afectará en nada la capacidad de carga del suelo que la soportará, pero si el Nivel de Aguas Freáticas se encuentra abajo, el problema se presenta bastante difícil, por lo que Terzaghi propuso que el término N se multiplicara por el factor 0.5, ya que supuso que el peso específico del suelo sumergido se reduciría a la mitad. Esta reducción se hará solamente en el caso que el Nivel Freático se encuentre a una distancia menor que el ancho del cimiento. En el caso que esté a una profundidad mayor, no habrá factor de reducción.

ASENTAMIENTOS.

Los asentamientos son de las fallas más graves que puede sufrir un puente, después de las producidas por la socavación.

El problema de los asentamientos se acentúa mientras más plástico es un suelo, de lo que se pueden obtener tres principios fundamentales:

1).- En gravas, arenas gruesas y medias, el asentamiento máximo se produce al aplicar la carga, y éste se conservará toda su vida de proyecto, es decir, que en este tipo de suelos el asentamiento se logra en su etapa de construcción, ya que en un puente las cargas muertas, la maquinaria pesada que se usará para su construcción, serán las cargas más fuertes a las que estará sometida la cimentación.

2).- En arenas finas y limos se puede alcanzar una parte de su consolidación al aplicar la carga, pero el asentamiento puede ir aumentando a lo largo del tiempo. Se ha visto que este último asentamiento es mínimo, y en algunas ocasiones nulo, por lo que se podría considerar para fines de cálculo un asentamiento posterior de máximo 4.0 centímetros. El problema radica en que no existe una conexión entre los suelos friccionantes y una teoría aceptable para el cálculo de asentamientos, por lo que aquí entraría la experiencia del Ingeniero nuevamente para conocer los asentamientos.

3).- En el caso de las arcillas alcanzan parte de su consolidación al aplicarles la carga, pero como son plásticas generalmente continúan su consolidación cada vez más lenta durante un largo período.

b) DISEÑO DE ZAPATAS CONTINUAS

Para una zapata continua de un puente se recomienda el uso de Concreto Reforzado, ya que es más resistente que la mampostería, aparte de ser más esbelta.

Para el diseño de una zapata continua donde se tiene una contratrabe a todo lo largo, en la que apoyarán las Pilas o bien el Estribo, se obtendrán por dos métodos diferentes, dos peraltes diferentes, quedándonos con el mayor para fines de cálculo.

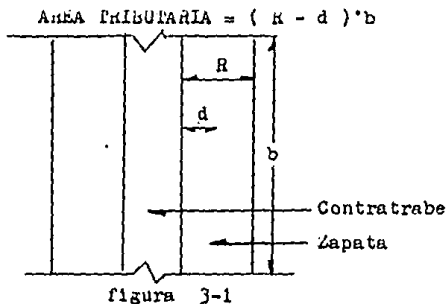
Ya teniendo el peralte efectivo bien definido, y con el momento flexionante máximo al que estará sometida la zapata, se obtendrá el área de acero necesaria para soportar este momento, usándose para este caso el diseño al límite o plástico. Esta área se checará posteriormente contra la longitud de adherencia mínima que propone el reglamento ACI-83.

En el caso de zapatas aisladas existe un método más para la obtención del peralte, que sería el de Punzonamiento o abocardamiento, método que puede servir, en el caso que en la zapata continua se tengan apoyadas las pilas sin contratrase, lo que haría una zapata bastante robusta e incosteable.

A continuación se darán las fórmulas para obtener los peraltes para la zapata con contratrase:

1).- En este método se hará fallar la zapata por Cortante directo, haciéndola trabajar como viga:

Calcular el área tributaria para cortante, que será la distancia entre el paño exterior de la contratrase y el paño exterior de la zapata, restándole el peralte y multiplicándola por una longitud unitaria; quedando la expresión con ayuda de la figura 3-1 de la siguiente manera:



Obteniéndose el peralte con la fórmula siguiente:

$$d = \frac{V}{0.85 \times b \times v_{act.}}$$

donde:

V = Area Tributaria x

$$v_{act} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

2).- Para este segundo método la zapata se hará fallar por flexión, quedando la fórmula de la siguiente manera:

$$M = \frac{R^2}{2} b \cdot \sigma$$

donde: $V = R \cdot b \cdot \sigma$

u = que tendrá un valor máximo de 35 kg/cm^2
dependiendo del valor que se obtenga de
la siguiente fórmula:

$$u = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{d_v}$$

d_v = Diámetro de la varilla.

Una vez teniendo una sumatoria se obtiene otra con la suma de todos los perímetros de las varillas que tenemos, teniendo que ser mayor éste último.

El acero en la zapata irá en la parte inferior, ya que en esta zona es donde existirán las tensiones. El acero por temperatura se calculará así:

$$A_{st} = 0.002 \cdot b \cdot d$$

Para el cálculo del acero de refuerzo en la contrabe, se necesitarán sacar los momentos, así como los cortantes máximos con ayuda de los diagramas. Después con las fórmulas antes mencionadas y colocando el acero

principal también la parte inferior, se pasará al cálculo de estribos y se separación, para que dicho elemento pueda soportar el cortante.

c) METODO CONSTRUCTIVO.

Lo que se tendrá que hacer en primer lugar, es localizar perfectamente dónde se construirá la estructura, para que con la ayuda de los planos se pueda trazar con hilos y estacas donde estará situada la cimentación.

Se analizará la profundidad a la que se desplantará la zapata, y el tipo de suelo que se habrá de excavar, pues de esto depende el talud que se le dará al suelo para que se pueda sostener en toda su etapa de construcción. Todos los datos anteriores se obtendrán de los sondeos exploratorios realizados para la obtención del perfil del suelo, y de algunos pozos a cielo abierto.

Existen grandes diferencias entre excavar en suelos cohesivos, que pueden alcanzar a formarse taludes con bastante verticalidad, mientras que en los friccionantes un talud vertical sería imposible.

Para alcanzar una cierta profundidad en un suelo

friccionante, existen dos formas de lograrlo:

En la primera forma sería darle los taludes necesarios a la excavación, que aparte de ser más costoso, en algunos lados sería imposible, ya que ocuparía muchísimo espacio y en ocasiones no se dispone de este espacio.

La segunda forma sería por medio de un Tablaestacado, que consiste en la colocación de tablonés en sentido vertical, pegados uno con otro y clavándose en el fondo de la excavación, para evitar altas presiones que puedan en un momento dado cerrar el ademe en su parte inferior. El tablaestacado se completará con madrinás y puntales para uniformar los dos lados de la excavación, pero teniendo cuidado de dejar espacios entre un puntal y otro, para que permita el paso del cucharón del Clam-Shell para la extracción del material.

Una vez que se alcanzó la profundidad deseada, se compactará, ya sea con un pequeño rodillo vibratorio ó bien con una compactadora tipo Bailarina, para que se pueda colocar una plantilla de concreto pobre, para hacer después la zapata. Ya que se coló la zapata se cimbrará la contratrabe, que cuyo armado se ahogará un poco en la zapata, para darle uniformidad, así como

también el armado de las Pilas o Columnas bajará hasta la zapata.

En el caso que se tuviera el nivel de aguas fráticas a muy poca profundidad se tendría que estar eliminando el agua por medio de bombeo, aparte de apresurar el colado y el fraguado de los elementos por medio de aditivos especiales, a fin de reducir costos.

IV.- CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cuando se va a elegir el tipo de cimentación que sportará una cierta estructura, el ingeniero se topará con diferentes problemas, los cuales los tendrá que ir resolviendo de la mejor manera posible.

Al encontrarse en un lugar donde se construirá una estructura de un tamaño considerable y por consiguiente un peso también grande, se tendrá que profundizar en los sondeos hasta tener una cierta seguridad, que al nivel que se quiera desplantar la estructura no habrá problemas posteriores provocados por fallas en estratos inferiores.

Existen ocasiones en las que el nivel donde se desplantará una estructura está a gran profundidad; por lo que su construcción la haría incosteable, aparte de no tener la plena seguridad que trabajará satisfactoriamente, teniendo que buscar nuevos procedimientos constructivos, los cuales estén trabajando a grandes profundidades y directamente en algunas ocasiones con el estrato resistente.

Hay varios tipos de estas cimentaciones profundas,

que pueden dividirse en cuatro principalmente:

a) Pilotes: son barras largas de sección cuadrada o circular, cuyo diámetro varía de 30 a 60 cm. y cuya función es transmitir la carga de la superestructura a estratos del suelo más resistentes, ya sea pasando toda la carga directamente al estrato ó por fricción lateral entre el pilote y el suelo.

B) Pilas: su diámetro varía entre 1 y 2 metros, son más cortas que los pilotes y éstas se construyen "in situ".

c) Cilindros: son una especie de pilas huecas que tendrán un diámetro mayor a tres metros, y serán capaces de soportar más carga que una pila o un pilote. Existe otro tipo de cimentación de la misma familia de los cilindros que serán los cajones de cimentación, que tendrán un procedimiento constructivo muy similar al de los cilindros, variando en su forma y en su capacidad de carga.

d) Pilas Barrenadas Acampanadas.

a) PILOTES

Para clasificar un pilote habrá que tomar en cuenta el material usado, que podrá ser de madera, de concreto reforzado ó de acero; su forma de construcción, si fué colado "in situ" ó precolado; su forma de trabajar, ya sea de punta ó por fricción ó bien mixto; y su dirección de hincado.

- Pilotes de Madera: se dejaron de usar por la poca vida útil que poseen, aparte de no soportar grandes cargas como los de acero o los de concreto. Estos pilotes en lo que más se usan es en la construcción de muelles para barcos, en los que no existe carga considerable, pero el problema es que el agua salada lo corróe muy rápidamente, teniendo fallas que componerlas aumenta el costo altamente. En el caso que se quisiera construir una obra temporal y que se necesitaran pilotes, los de madera son ideales por su bajo costo comparados con los otros tipos.

- Pilotes de Acero: pueden ser perfiles laminados o tubulares, soportarán más carga que los de madera, pero el problema que presentan es que la corrosión también los atacará, por lo que se ha tratado de ponerle un

protector, el cual retarda la corrosión, más no la elimina. Ultimamente se han hecho experimentos de hacer pasar una corriente eléctrica de muy baja intensidad a través del pilote, evitando con esto que el Oxígeno ataque al acero. Una ventaja que tienen los pilotes de acero es que como son de sección 'H', sirven perfectamente como pilotes de fricción por tener mayor superficie lateral que los pilotes convencionales, y además porque desplazan un volúmen mínimo de suelo y pueden hincarse más fácilmente a través de depósitos granulares densos y de arcillas muy duras; y en algunos casos si se protege adecuadamente la punta en suelos con obstáculos como boleas.

- Pilotes de Concreto: pueden ser precolados o colados "in situ", dentro de los precolados tenemos a los de concreto reforzado y a los pretensados; teniendo tanto unos como los otros una cantidad suficiente de acero para evitar daños o roturas al maniobrarlos del lugar de fabricación a la obra. Según algunas especificaciones nos dicen que los pilotes de concreto precolado tendrán que tener por lo menos el 2% del volúmen del pilote de acero longitudinal, y el refuerzo lateral por lo menos con varillas de 1/4" con una separación de 12" en el centro, y de 3" a 3 pies de los extremos,

teniendo que tener un recubrimiento mínimo de 2".

Una de las ventajas de un pilote de concreto y principalmente en los pretenzados, es la resistencia a la corrosión que se tiene, aparte de tener gran capacidad de carga; aunque un problema sería el manejo y equipo que necesita.

- Pilotes Colados "in situ": dentro de este tipo de pilotes se tienen dos tipos principales, los que se cuelan después de hacer una perforación y ademorar ésta con lodo bentonítico, y los colados después de hincar un tubo y colocar el concreto en la parte inferior usando el método Trémie, que se explicará más ampliamente cuando se hable de las pilas.

Las ventajas que se tienen con este tipo de pilotes son el ahorro en acero de refuerzo por manejo, aparte de eliminar el peligro de que se rompa el pilote al hincarlo.

- Piloteadoras: son las encargadas de colocar el pilote en su lugar donde irá a ser hincado, aparte de llevar hacia arriba el martinete con el que se proporcionará el golpe al pilote. En la actualidad se usan

dos tipos de piloteadoras, las fijas y las móviles.

Las piloteadoras fijas estarán apoyadas sobre unos rodillos, que por medio de gatos hidráulicos y tirones de cables, se moverá cortas distancias, suficientes para hincar un conjunto de pilotes.

Las piloteadoras móviles están apoyadas sobre orugas y siendo su funcionamiento muy parecido al de las dragas, facilitándose sus maniobras en toda clase de terrenos, teniéndose que hacer únicamente rampas con pendientes máximas del 10%.

Con este tipo de maquinaria se facilita mucho el piloteado inclinado, ya que se apoya el pilote con todo y guía y se hace para atrás la piloteadora hasta lograr la inclinación deseada. Una ventaja que poseen estas máquinas es que ellas mismas cargarán el pilote y lo pondrán en su lugar, mientras que las piloteadoras fijas tendrán que tener una grúa que les proporcione los pilotes.

Debido a la gran fuerza que ejercen los martinetes sobre los pilotes es necesario, en el caso de pilotes de madera y de concreto, protegerlos con un capuchón

de acero en la parte inferior para evitar fracturas por choques contra alguna roca difícil de pasar.

1).- CAPACIDAD DE CARGA EN PILOTES

Como se dijo anteriormente los pilotes se clasifican de acuerdo a su forma de apoyo; teniendo a los de fricción ó flotantes, los de punta y los mixtos. Los pilotes de punta serán los que se hincan en lugares pantanosos o en ríos, en donde no existe la fuerza de fricción a lo largo del fuste del pilote; los pilotes de fricción serán los que están flotando en un estrato suelto, en que solamente la fricción será la encargada de soportar las cargas. Y los pilotes mixtos serán los que aparte de estar en contacto con el suelo a todo lo largo del fuste, están apoyados en un estrato bastante resistente.

En un tiempo las construcciones sobre pilotes se hacían colocando el mayor número de pilotes sin importar la derrama económica; después se obtuvieron fórmulas para encontrar la capacidad de carga de un pilote, pero suponiendo que se trataba de un suelo homogéneo a todo lo largo de la penetración del pilote, por lo que se tenían errores considerables.

En la actualidad ya existen expresiones en las que se involucran las dimensiones de los distintos estratos, así como sus propiedades por donde pasará el pilote.

La expresión que más se usa es la conocida por el método estático, en el cual se involucran dos factores principales, la resistencia por punta y la resistencia por fricción, quedando la expresión de la siguiente manera:

$$\text{Resistencia}_{\text{total}} = \text{Resistencia}_{\text{fricción}} + \text{Resistencia}_{\text{punta}}$$

En un momento dado en que se estuviera tratando de obtener la capacidad de carga de un pilote por fricción, el término de resistencia por punta sería nulo siendo así el de fricción, en el caso de que se apoye por punta.

En el caso que se quiera obtener la resistencia por punta de un pilote se usará la expresión de Terzaghi, dependiendo si el pilote es cuadrado o circular.

Pilotes Cuadrados:

$$R_p = B^2 (1.3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_3)$$

Pilotes Circulares:

$$R_p = \pi \cdot r^2 (1.3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.6 \cdot \gamma \cdot r \cdot N_\gamma)$$

Estas fórmulas son muy similares a las usadas para el cálculo de capacidades de carga de una zapata, teniendo todas las literales la misma equivalencia, ocupando también la gráfica 3-1 para los factores de capacidad de carga de Terzaghi.

Un aspecto que se tiene que considerar para hincar un pilote por punta, será la longitud que tendrá que penetrar el pilote en el estrato resistente, siendo por lo menos:

$$D = 4 \sqrt{N\phi} \cdot B$$

donde: D = Longitud que debe penetrar el pilote en el estrato de apoyo.

$$N\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

B = Ancho del pilote.

Es recomendable también calcular la resistencia es--

structural del pilote como columna, trabajando éste por su confinamiento proporcionado por el suelo, como columna --- corta; teniéndose por el método plástico la siguiente expresión:

$$R_p = \phi (0.85 f'_c A_c + f_y A_s)$$

donde:

R_p = Carga axial permisible o de trabajo en KG/

ϕ = 0.7 con estribos y 0.75 con espirales.

Una vez terminados todos los cálculos para obtener la resistencia por punta de un pilote, se pasará a obtener la resistencia por fricción, cuya expresión involucrará todos los estratos que atraviesa dicho pilote, tomando las características de cada uno. La expresión que se puede tomar para este tipo de cálculos, será la que se propone a continuación:

$$R_f = A_{1a} f_{r_a} + A_{1b} f_{r_b} + \dots + A_{1n} f_{r_n}$$

donde: A_{1a} , A_{1b} , ..., A_{1n} = Area lateral del pilote -

en contacto con el estrato n.

fr_a, fr_b, \dots, fr_n = valor último de la fricción en -
la superficie lateral en los diferentes estra--
tos n, y se calculará así:

$$fr = K \cdot z \cdot \gamma \cdot \tan \delta$$

K= depende del suelo que se trate.

z= profundidad del estrato.

$\tan \delta$ = fricción entre el suelo y el pilote.

Esta expresión analiza perfectamente todos los -
esfuerzos que sostendrán al pilote en flotación, sin
tomar en cuenta la fricción negativa, que es una fuerza
que existe y que muchas veces no se toma en cuenta,
provocando fallas en los pilotes. Este tipo de esfuerzos
se presentan cuando un pilote está apoyado en su punta
pasando por un estrato compresible; este manto de suelo
por diferentes efectos tenderá a disminuir su volúmen,
provocando que el suelo se cuelgue del pilote, teniendo
un empuje vertical hacia el estrato resistente, logrando
que el pilote pueda fallar por estar sobrefatigado ó

bien estar trabajando al límite sin estar beneficiando algo; por lo que es conveniente una vez teniendo sondeos analizar si existe un suelo de este tipo y disminuir la capacidad de carga admisible de los pilotes.

La distancia mínima entre dos pilotes será de 2.5 veces el diámetro de un pilote, pues de lo contrario la hincada de los pilotes se dificultaría mucho.

La distancia entre el eje del pilote extremo y el pano exterior de la zapata cabezal será de la mitad de la distancia entre dos ejes de pilotes.

El último punto será calcular las zapatas cabezales, considerando que pueden ser aisladas con un grupo de pilotes cada una soportando una pila ó una losa de cimentación, en el caso de que el área cubierta por las zapatas aisladas sea más del 50% del área de la cimentación.

Para el cálculo de estas zapatas habrá que tomar en cuenta algunos aspectos que no se tomaron para el cálculo de zapatas superficiales.

Para dimensionarlas se tendrá que conocer la colocación de los pilotes, con el objeto de saber de que forma

se diseñará la zapata.

Se obtendrán los momentos con respecto a los dos ejes, considerando como fuerzas las reacciones de los pilotes; considerando la distancia del paño de la columna al eje de los pilotes, y tomando el momento mayor se obtendrá un peralte por las fórmulas convencionales, aumentándose al doble para que pueda resistir al corte. Se ve que pilotes son los que producen corte y se obtiene por medio de la siguiente expresión:

$$V_c = \frac{a}{d_p} \cdot R_p \cdot N$$

donde: R_p = Carga admisible de cada pilote.

N = El número de pilotes.

d_p = sección del pilote saliente, estando la línea central sobre la línea a $d/2$ del paño de la columna.

a = Es la distancia del eje de los pilotes al punto donde se inicia d_p .

y los esfuerzos de corte en esta sección serán:

$v = \frac{V_c}{b \cdot d}$; que se tendrá que comparar con el máximo especificado.

Ya por último se encontrará el acero de refuerzo necesario en ambos sentidos de la zapata, usando las fórmulas vistas en el capítulo de las zapatas superficiales; y checando la adherencia en ambos sentidos.

3).- METODO CONSTRUCTIVO.

Después de realizar los sondeos exploratorios y elegir la cimentación con pilotes como la más recomendable, se analizarán las longitudes de los pilotes, en base a la existencia de un estrato resistente en caso de que se trate de pilotes de punta, ó la longitud necesaria para trabajar a fricción.

Se buscará la piloteadora más conveniente y la que pueda hincar sin maltratar los pilotes, tomando siempre en cuenta las opiniones y datos del fabricante, tanto de los pilotes como de las piloteadoras.

Se procederá a realizar una excavación, donde posteriormente se alojará la zapata cabezal; y se hincarán los pilotes en la forma indicada en el diseño.

Una vez hincados todos se nivelarán, emparejándolos para que todos queden a la misma altura, ya como quedarán un poco salidos se unirán al colado de la zapata cabezal, para que su funcionamiento se realice integralmente.

Teniendo ya la plantilla completa se compactará el suelo entre los pilotes donde apoyará la zapata, y se colará una plantilla de concreto pobre; se armará el acero, anclando las varillas de las pilas en la zapata, sin olvidar un refuerzo especial a donde llega cada pilote por seguridad. Y se colará usando una revoltura con un revenimiento de 8 cm. y grava con tamaño máximo de 1".

b) PILAS

Este tipo de cimentación profunda se usa cuando el estrato resistente puede ser alcanzado por una perforadora, conviniendo este tipo de subestructura, ya que su costo de construcción no es muy alto, debido a la forma de realizar la excavación por medio de brocas, que llegarán al estrato resistente directamente para su colado posterior.

El diámetro de las pilas será más grande que el

de los pilotes, variando su diámetro de los 60 cm. a los 2.50 mts., haciendo imposible hincarlas a golpes, por lo que siempre se colarán "in situ".

Para la construcción de estas pilas existen dos métodos principales: el de ademar la perforación con tubos tipo Benoto y el de hacer la perforación y ademarla con lodo betonítico.

El sistema Benoto es ideal para la construcción de pilas de puentes para atravesar un río ó bien sobre el mar. Este método consiste en un chalán equipado con toda la tubería necesaria para lograr grandes profundidades, aparte de contar con gatos que imparten un movimiento rotacional y otros que darán uno vertical, capaces de hacer llegar la tubería al estrato resistente. Aunque la importancia verdadera de estos movimientos es el rescate de la tubería, que con estos movimientos se romperá la adherencia y la fricción entre el suelo y el tubo; y entre el tubo y el concreto en el proceso de extracción.

Durante la excavación aparte de los gatos, un dispositivo denominado Hammer-Grab, de 0.04 m³ de capacidad y cuyo trabajo es similar al Clam-Shell, extrae

material del interior con lo cual baja la tubería.

Una vez terminada la excavación se colocará el acero de refuerzo y se colará por medio del procedimiento Tremie, sacando inmediatamente el tubo Benoto, para - que el concreto alcance a penetrar en las paredes de la perforación y así asegurar la fricción entre la pila y el suelo.

La otra forma de ademar una excavación será por medio de lodo bentonítico, que se denomina así a la mezcla de agua con una arcilla coloidal, generalmente bentonita, la cual soportará las paredes de la perforación y penetrará en ellas formando una película llamada costra, que evitará la perdida excesiva de agua de lodo. Este lodo tendrá que sustituir inmediatamente al material que se extrae, para garantizar la máxima carga hidrostática sobre las paredes.

Cuando se quiera reutilizar el lodo de perforación, habrá que hacerle un análisis para ver que contaminantes adquirió durante la excavación. En el caso de que se hubiera contaminado con arcilla, se agregará agua para diluir la mezcla; mientras que si es arena, se tendrá que pasar por mallas vibratorias y dejarlo en tanques

de sedimentación.

En ambos ademes, el colado será como ya se había dicho por medio del procedimiento Tremie.

- Procedimiento de Colado Tremie: Para empezar el colado se introduce en la perforación entre el acero de refuerzo una tubería de 6" de diámetro por donde bajará el concreto; al llegar la tubería al fondo se coloca un embudo en la parte superior para surtir el concreto. El agua y el lodo bentonítico empezarán a salir por el tubo Benoto ó por la perforación por no tener otra salida. Se irá sacando el tubo surtidor de concreto a medida que se va llenando la excavación, retirando también al mismo ritmo el tubo Benoto.

La velocidad de colado tendrá que hacerse a razón de 4 m³/hr., con un revenimiento de 15 cm. y agregado grueso de 3/4". Terminado el colado la capa superior que queda en la superficie se retirará por estar ya muy alterada.

Para calcular la capacidad de carga de una pila, el procedimiento será igual que para los pilotes, con la diferencia que por tener más diámetro se necesitarán

menos pilas.

Sobre pilas de este tipo se soportará perfectamente el apoyo de un puente sin la necesidad de más.

Para el cálculo de la capacidad de carga de las pilas, o de los cilindros o las Pilas Campanadas, que se verán posteriormente, se podrá usar la fórmula de Terzaghi, así como la de Mayerhof y como la de tantos autores que toman diferentes requerimientos, haciendo las expresiones cada vez más completas, pero girando todas en la fórmula de Terzaghi.

Existe una expresión debida a Hansen (1970), la cual involucra todos los requisitos para la construcción de un buen cimiento. A esta fórmula se le puede llamar como la Ecuación General para Capacidad de Carga, ya que se podrá aplicar en cualquier tipo de cimiento y bajo cualquier condición.

A continuación se dará la expresión y la forma de cada término.

$$q = cN_c^* + qN_q^* + 1/2\gamma B N_\gamma^*$$

donde: s = Factores de forma, toma en cuenta la forma del cimiento y el desarrollo de la superficie de falla.

d = Factores de profundidad, toma en cuenta el empotramiento y su resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla sobre el desplante del cimiento.

i = Factores de inclinación, permitiendo la acción de la carga vertical y horizontal.

\bar{q} = Presión de sobrecarga = $\gamma \cdot D$

g y b = Factores de Suelo y Base respectivamente.

$$N_q = \tan^2 (45 + \phi / 2) \exp (7 \tan \phi)$$

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

$$N_\gamma = 1.50 (N_q - 1) \tan \phi$$

$$s_c = 1 + N_q B / N_c L$$

$$s_q = 1 + (B/L) \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 B/L$$

$$d_c = 1 + 0.4 D/B \quad D \leq B$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad D > B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D}{B} \quad D \leq B$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad D > B$$

$$d_\gamma = 1.00 \text{ para todo } \phi.$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5H}{V + A_{rc} \cot \phi} \right]^5$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H}{V + A_{rc} \cot \phi} \right]^5$$

Terreno Horizontal.

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^0 / 450^0) H}{V + A_{rc} \cot \phi} \right]^5$$

Terreno Inclinado .

$$s_c = 1 - \psi^0 / 147^0$$

$$s_q = s = (1 - 0.5 \tan \psi^0)^5$$

$$d_c = 1 - \eta^0 / 147^0$$

$$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$$

ϕ = Angulo de fricción interna del material que constituye el suelo.

A_f = Area efectiva de contacto.

L = Largo efectivo de la base.

B = Ancho efectivo de la base.

D = Profundidad de desplante.

H, V = Componentes paralela y perpendicular a la base respectivamente.

c = Cohesión.

η = Inclínación del suelo de apoyo.

ψ = Inclínación del suelo sobre la cimentación.

$$\eta + \psi \leq 90^\circ$$

Según el autor de la fórmula en el caso de que se nos dé el ángulo de fricción interna del suelo, dado por la cámara triaxial, se tendrá que afectar por un factor igual a 1.1 para poderlo usar en la fórmula.

A continuación se da un programa en el lenguaje BASIC para el cálculo de la capacidad de carga por medio de la fórmula de Hansen:

```

10 PRINT "CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA POR MEDIO DE LA
FORMULA DE HANSEN"
20 INPUT "ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA DEL MATERIAL";J
30 F=J/57.29577951
40 INPUT "COHESIÓN";C
50 INPUT "ANCHO DE LA CIMENTACION";B
60 INPUT "LARGO DE LA CIMENTACION";L
70 INPUT "PROFUNDIDAD DE DESPLANTE";D
80 NQ=(EXP(TAN(F)*3.141592))*(TAN(.7853981*F/2)+2)
90 NC=(NQ-1)*(1/TAN(F))
100 NG=TAN(F)*1.5*(NQ-1)
110 SC=1+((NQ+B)/(NC*L))
120 SQ=1+(TAN(F)*(B/L))
130 SG=1-(.4*B/L)
140 IF D<=B THEN 170
150 DC=((ATN(D/B))*+.4)+1
160 GO TO 180
170 DC=(.4*(D/B))+1
180 INPUT "ES CIRCULAR";F3
190 IF F3="SI" THEN 220
200 AF=B*L
210 GO TO 230
220 AF=((B/2)+2)*3.141592
230 INPUT "CARGA VERTICAL TOTAL";V

```

```

240 INPUT "CARGA HORIZONTAL TOTAL";H
250 IQ=(1-((.5*H)/(V+(AF*C*(1/TAN(F)))))) $\uparrow$ 5
260 INPUT "ANGULO DONDE ESTA APOYADO EL CIMIENTO";H
270 IF N=0 THEN 300
280 IG=(1-((.7-((H/450)*H))/(V+(AF*C*(1/TAN(F)))))) $\uparrow$ 5
290 GO TO 310
300 IG=(1-((.7*H)/(V+(AF*C*(1/TAN(F)))))) $\uparrow$ 5
310 IC=IQ-((1-IQ)/(N-1))
320 INPUT "ANGULO DEL SUELO SOBRE EL CIMIENTO";Y
330 GC=1-(Y/147)
340 YY=Y/57.29577951
350 GQ=(1-(TAN(YY)*.5)) $\uparrow$ 5
360 BC=1-(N/147)
370 BQ=EXP(-2*N*TAN(F))
380 BG=EXP(-2.7*N*TAN(F))
390 INPUT "PESO VOLUMETRICO DEL MATERIAL";P
400 Q=P*D
410 IF D =B THEN 440
420 DQ=((ATN(D/B))*2*TAN(F))*((1-SIN(F)) $\uparrow$ 2))+1
430 GO TO 450
440 DQ=(2*TAN(F))*((1-SIN(F)) $\uparrow$ 2)*(D/B))+1
450 QU=(C*MC*SC*DC*IC*GC*BC)+(Q*NQ*SQ*DQ*IQ*GQ*BQ)+(.5*
    *P*B*NG*SG*DG*GQ*BG)
460 PRINT "LA CAPACIDAD DE CARGA TOTAL ES =" ;QU

```

c) CILINDROS.

Aún dentro de las cimentaciones profundas, encontramos a las que tienen capacidad de soportar mayor carga, compuestas de cilindros de concreto reforzado de pared gruesa, creados a partir de un procedimiento muy antiguo de construcción de pozos de agua.

Como en las cimentaciones anteriores una vez estudiado el sitio donde se desplantará el apoyo se nivela una plataforma de trabajo, y sobre ésta se instala una cuchilla cortadora de acero estructural, la cual será la encargada de atacar los diferentes estratos del suelo hasta llegar al resistente. Se coloca inmediatamente después, unido a la cuchilla, el acero de refuerzo, continuando el armado según progresa la construcción el cilindro, enseguida se colocan los moldes que forrarán las superficies interior y exterior del cilindro, para después colar.

Una vez que el concreto ya fraguó, entra al turno el Clam-Shell, el cual estará encargado de la extracción del material del interior del cilindro, para que por falta de estabilidad el cilindro baje por su peso propio, y ya en el nivel del suelo se construye otro tramo,

siguiendo este procedimiento hasta encontrar la profundidad prevista.

El primer tramo del cilindro o la cuchilla de corte tendrá una forma cónica en su interior, ya que alojará posteriormente del hincado una losa a la que se llama tapón inferior, que será de concreto simple.

Como generalmente habrá algo de agua en el interior de los cilindros aún en lugares en donde no existen corrientes superficiales, se tendrá que colar dicha losa bajo agua.

Para esta delicada operación se aplica el sistema de colado Trémie con la ayuda de los tubos Benoto. Durante el hincado hay algunas veces que la cuchilla topa con un obstáculo sin que se pueda adelantar más por lo que es necesario sacar el agua por medio de bombeo, para que personal calificado baje y por medio de explosivos o martillos neumáticos destruyan el obstáculo.

Una vez que se apoya el cilindro y se coló el tapón inferior, se rellena todo el interior del cilindro con arena para eviatar una obra falsa que soportaría la losa de concreto reforzado, que se colará sobre el

borde superior del cuerpo del cilindro en donde se desplantará el apoyo por construir.

Dentro de este tipo de cimentaciones existen también los cajones, cuyo procedimiento constructivo es el mismo, pero en este tipo las formas son muy variadas, aparte de ser más grandes, con el objeto de soportar más carga.

Para que el cilindro o cajón descienda tendrá que vencer la fricción lateral, problema que aumenta al introducir un molde ligero, de acero por ejemplo, al cual hay que agregarle pesos muertos lo cual es verdaderamente engorroso, por lo que el uso de concreto reforzado agiliza grandemente el descenso por su mayor peso.

Hay ocasiones en las que la fricción no influye en la capacidad de carga de un cilindro o de un cajón, siendo las principales:

- Cuando el terreno donde está cimentado el cilindro es un relleno compresible.

- Si la profundidad a la que está desplantado el cilindro es menor que el diámetro.

- Si está colocado en un lugar donde pueda ser socavable el terreno.

Un problema muy frecuente que se presenta en la hincas de los cilindros es vencer la fricción lateral, ya que su área de contacto con el suelo será bastante grande, por lo que lo más conveniente será aumentar el ancho de las paredes, para que tenga un mayor peso y pueda bajar fácilmente.

A continuación se dará el procedimiento para encontrar el ancho del cilindro necesario para que pueda vencer la fricción, así como el armado más conveniente en los cilindros.

Teniendo un diámetro exterior dado, se obtendrá el área lateral a todo lo largo del cilindro y multiplicando ésta por el valor de fricción que tenga el terreno y cuyos valores de suelo se muestran en la figura 4-1, en la cual se tendrá para diferentes tipos de suelo su rango entre valores de fricción, y después de este producto se tendrá la resistencia al hincado en toneladas, y para obtener el peso total del cilindro para que baje por su propio peso se dividirá la resistencia entre el peso volumétrico del concreto siendo éste de 2.4

ton/m³. Se sacará después el área requerida dividiendo el volúmen entre la longitud del cilindro; y esta área restada de la exterior nos dará el área del hueco interno.

TIPO DE SUELO	FRICCION O ADHERENCIA (T / m ²)
Limo y Arcilla Blanda	0.75 - 3.0
Arcilla Firme	5.0 - 19.5
Arena suelta	1.2 - 3.7
Arena Compacta	3.5 - 7.0
Grava Compacta	5.0 - 10.0

Figura 4 - 1

Para el armado de estos cilindros se necesitarán dos parrillas una exterior más resistente y una interior.

El armado exterior constará de varillas longitudinales del N^o. 6 a cada 40 cm. y zunchadas con varillas del mismo diámetro y una separación entre vuelta y vuelta de 28 cm.

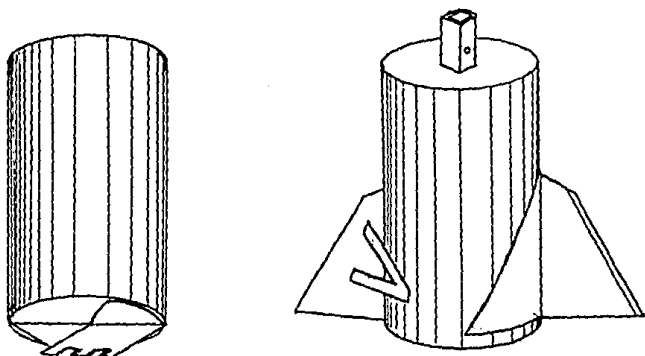
En el interior las varillas longitudinales serán del N^o. 3 a cada 30 cm. zunchadas con varillas del N^o. 4 a cada 30 cm.

Para obtener el esfuerzo del terreno necesario para que el cilindro soporte la carga de la superestructura, se obtendrá sumando todas las cargas vivas, muertas, por sismo, Etc. y se dividirá entre el área obteniéndose el esfuerzo.

d) PILAS BARRENADAS ACAMPANADAS.

Para completar todas las cimentaciones profundas, existe un tipo de cimiento que se colocaría entre las Pilas y los Cilindros, con la diferencia que en este cimiento se hará un ensanchamiento en la parte inferior para aumentar el área de apoyo en el estrato resistente,

A este tipo de cimentación le he llamado Pilas Barrenadas y Acampanadas, ya que la excavación se hará con un equipo consistente en un bote con aspas que al girar irá alojando el material en el interior, para después vaciarlo en el exterior. Una vez que se ha llegado al estrato de apoyo, se introducirá otro tipo de bote con una especie de alerones, los cuales se abrirán por un mecanismo en el fondo para ampliar la base del cilindro; ambos botes se muestran en la siguiente figura:



Este tipo de botes serán los que se usan en la perforación tipo Benoto, a diferencia que no se hace el acampanamiento, y el ademado será con lodo de perforación. El colado se hará por el método Tremie.

Dentro de las principales ventajas que se tienen con el uso de esta cimentación serían:

- + La gran economía donde se pueden usar estas pilas.
- + Mayor área de contacto con el estrato resistente por el acampanamiento.

- + Impide el levantamiento por subpresión con el mismo acampanamiento.

El hablar ahora sobre las desventajas sería hablar de las mismas que se tienen para los otros tipos de cimentación, que serían los obstáculos que se presentan a lo largo de la excavación, la lluvia que afectará el colado y el barrenado, y así como los estrictos estudios del suelo que se tendrán que hacer para su construcción.

Para concluir con las cimentaciones profundas - se puede decir que la fricción entre un elemento colado en el lugar y el arena pumítica es tan grande, que pruebas hechas en el paso a desnivel de la Av. Vallarta y la vía del tren se encontró que un cierto elemento puede soportar más carga por fricción que por punta, por medio de una prueba que consistía en colocar tres elementos en serie, y proporcionándole al elemento central una carga hacia abajo del doble de la que se les dió a cada elemento hacia arriba, y fallando primero el elemento a compresión. Otra prueba que se realizó fué la de querer hacer fallar un elemento por compresión dándole una carga mayor que la de proyecto, sin lograr la falla por los grandes factores de seguridad con que se trabaja.

V.- ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION.

Para elegir la cimentación de un paso a desnivel con otra carretera es aparentemente más sencillo que elegir la cimentación de un puente que cruzará un río o una barranca, teniendo para los dos casos problemas muy diferentes; en el caso del cruce con una carretera se tendrá el problema del tráfico constante por esta zona, con la necesidad de hacer desviaciones y ampliar lugares para maniobras de la maquinaria pesada que esté trabajando en la obra, sin problemas y con plena libertad.

Otro problema es la pequeña área con la que se cuenta para hacer la cimentación en un paso de este tipo, ya que en múltiples ocasiones en las que el claro total es grande, se tendrá que poner un apoyo intermedio, provocando que en un camellón a veces muy angosto se desplante la cimentación capaz de soportar grandes cargas.

La elección de la cimentación dependerá de dos factores principales, que irán por orden de importancia para lograr la mejor estructura con la mejor cimentación que se hubiera podido lograr en un cierto lugar.

Existen ingenieros que consideran que el primer

factor a satisfacer es el Económico, sin importarles muchas veces si la estructura alcanzará su vida de proyecto, por lo que se tienen muchas veces pasos a desnivel defectuosos en los que para pasar hay que frenarse casi totalmente para pasar un bordo, causado por un asentamiento debido a un deficiente estudio, y que será muy molesto para los conductores.

Para mí en lo personal el factor a vencer será la seguridad primeramente, para que un cierto puente aparte de rebasar su vida de proyecto, se tenga la plena certeza de que no fallará.

Estos factores o condiciones tendrán a su vez otros factores que se tendrán que tomar en cuenta para la elección definitiva de la cimentación de la estructura, siendo éstos la estratigrafía del suelo, el área disponible para la cimentación y la carga a la que estará sometida ésta.

Para el paso a desnivel en estudio, que cuyo proyecto del cruce definitivo se muestra en la figura 5-1, se tendrá que escoger uno de los métodos constructivos de cimentación analizados anteriormente, de tal manera que cumpla las condiciones de proyecto.

Como se había dicho anteriormente en el caso de que se tenga un claro muy grande habrá que poner un apoyo central, como es el caso de este cruce en el que se tiene un claro de 39.00 metros y un ancho de calzada de 38.50 metros, que hará muy conveniente la colocación de un apoyo central.

Dentro de las cimentaciones estudiadas están las superficiales y las profundas. Las cimentaciones superficiales que se describieron fueron sólo las zapatas contiguas, ya que tanto en los estribos como en el apoyo central se tendrá mucha longitud y poco ancho, y en el caso del apoyo central que serán varias pilas si se usaran zapatas aisladas, éstas quedarían muy pegadas una de otra, sino es que empalmadas, por lo que es mejor usar una zapata continua.

En el caso de que se quisiera cimentar en un momento dado tanto los estribos como el apoyo central con una cimentación superficial; en el apoyo central por tener una carga mayor se tendría que profundizar más y ampliar mucho la base, aparte de colocar una contratabe que soportaría las 4 pilas de la superestructura, siendo ésta de dimensiones considerables, por lo que el uso de cimentación profunda para este caso es ideal.

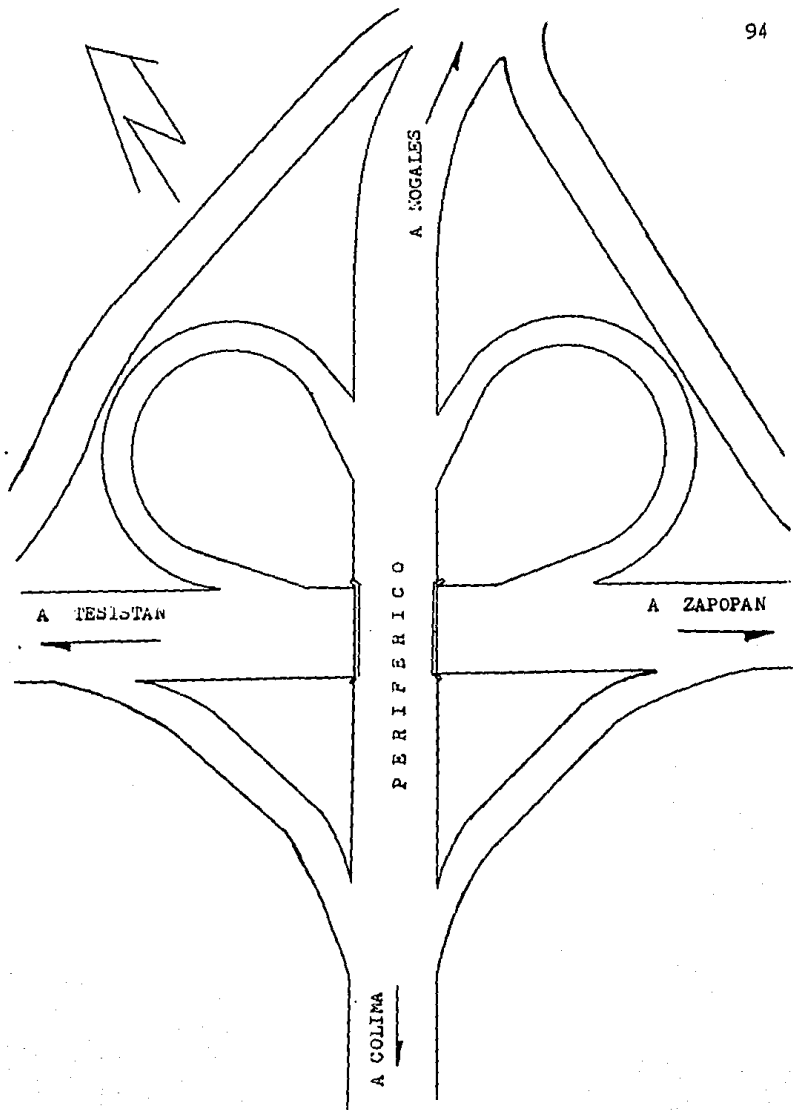


Figura 5-1

Existe como se había dicho antes 4 formas de cimentar a profundidad, teniendo entre éstas a los cajones, los cuales su capacidad de carga es grande, para la carga que pudiera tener el paso a desnivel, provocando el aumento del costo del puente brindando una seguridad innecesaria.

Dentro de los tres métodos sobrantes todos son indicados para usarse, con la ventaja que tienen las pilas acampanadas de las pilas comunes de que resistirán más a poca profundidad por el mismo acampanamiento, por la mayor área de soporte, y el costo no sería mucho más elevado que el de una pila normal, ya que la perforación se hará igual a diferencia del bote ampliador.

En el caso de los pilotes el problema que se presenta es que el apoyo es bastante largo y de poco ancho, por lo que se tendrían que hacer 4 cabezales para las 4 pilas, y si los cabezales fueran grandes se tendría que hacer un cabezal para todas las pilas, haciendo la cimentación muy costosa; es por lo que yo propongo que la cimentación del apoyo central se haga con cuatro pilas acampanadas, una para cada apoyo y que cada una trabaje independientemente. Aparte de ser un método nuevo usado en México y que sirva para obras posteriores

en las que puedan usarse. Pero no por ser nuevo es difícil de usarse, ya que en Guadalajara se usa mucho la barrenación para pilas con botes cortadores, como los que se han hecho en los pasos subterráneos de la Minerva, del paso entre Circunvalación-Federalismo y el de la Plaza Tapatía, en los que aunque las pilas son más angostas el procedimiento es similar.

Para la cimentación de los estribos si se apoyaran por profundidad, el problema sería que se tendría que construir una zapata cabezal uniendo todos los elementos verticales para soportar el muro del estribo, elevando nuevamente los costos y teniendo una resistencia sobrada, ya que en los estribos se tiene menos carga que en el apoyo central; es por esto que la cimentación por superficie en este caso sería más favorable e igual de segura, ya que se hará lo posible porque trabaje con mucha seguridad para evitar fallas por hundimiento que pudieran afectar la estructura.

IV.- DISEÑO Y CALCULO DE LA CIMENTACION.

Para el cálculo de la cimentación es básico tener un buen diseño de ésta, que cumpla el objeto de transmitir la carga al estrato resistente ó bien por fricción a los diferentes mantos del suelo, con el objeto de proporcionar una seguridad contra falla del suelo, limitando los hundimientos por pequeños que estos sean, a fin de no dañar la estructura que sobre ella se apoya, así como los elementos de soporte y la carga viva que por la estructura circula.

En el diseño de una cimentación como en el de todas las estructuras, se supondrán algunas dimensiones y por medio de cálculos se obtendrán las otras que satisfagan las condiciones de diseño. En el caso de la cimentación por pilotes, hay gran cantidad de fabricantes de éstos, que los hacen de diferentes medidas y con diferente armado, por lo que teniendo un área conocida se calculará el resto de la cimentación.

Para diseñar una cierta cimentación, en primer lugar se tendrán que analizar todas las cargas que influirán al nivel de desplante de la cimentación.

Las cargas que se tendrán que tomar en cuenta serán: Las cargas permanentes, que se obtendrán de las figuras 6-1 y 6-2. Las cargas vivas, originadas por el paso de vehículos y las cargas por sismo o por viento.

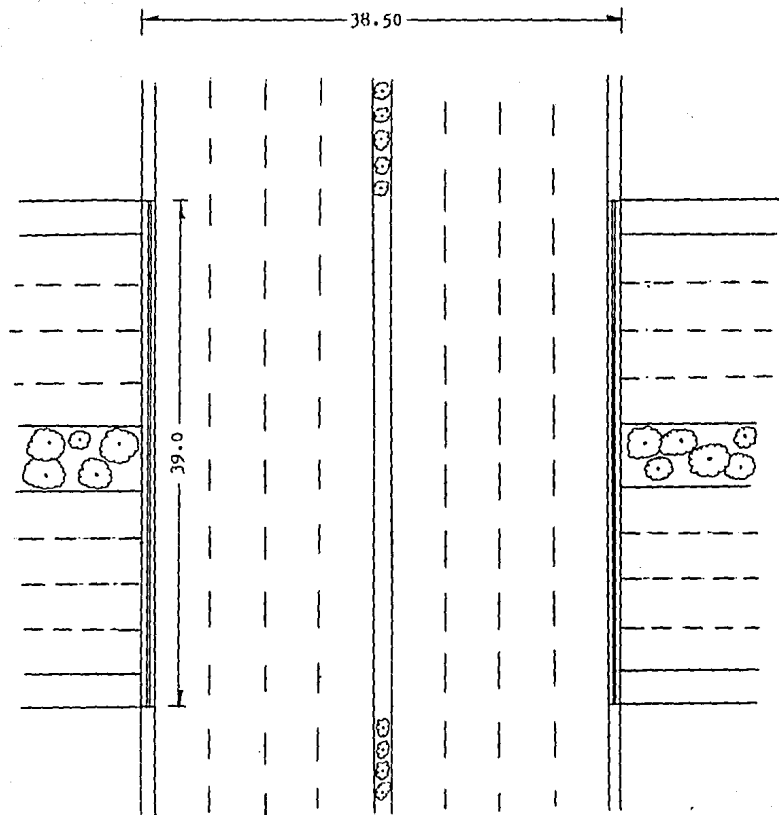


Figura 6-1

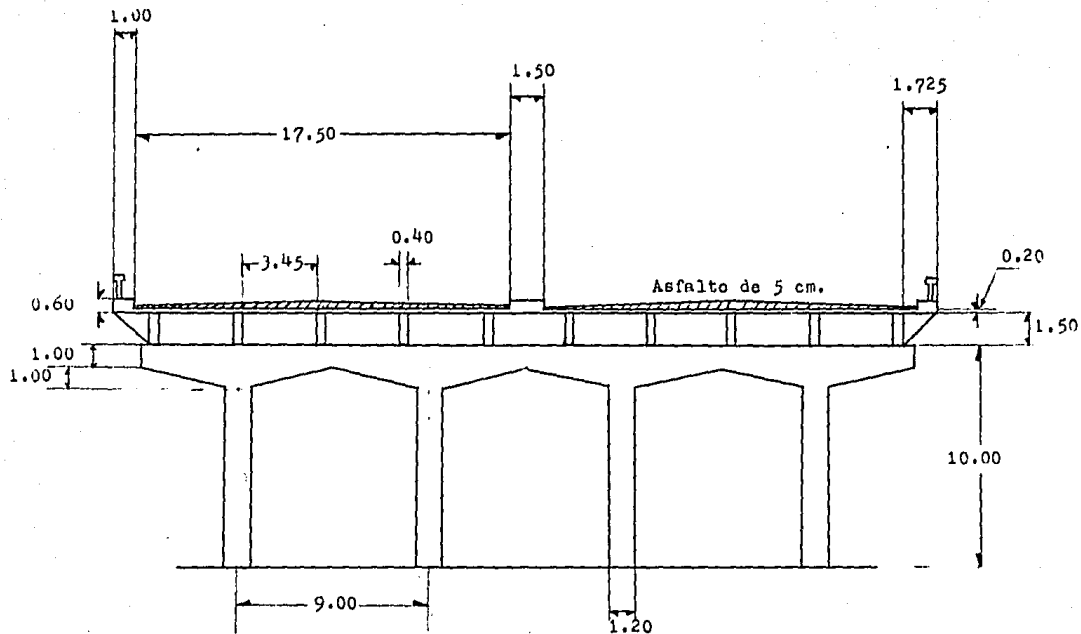


figura 6-2

ANALISIS DE CARGAS PARA EL APOYO CENTRAL

Cargas Muertas Verticales (en toneladas)

Parapeto	$150\text{kg/m} \times 19.5\text{m} \times 2$	=	5.85
Banqueta	$0.4\text{m} \times 1\text{m} \times 19.5\text{m} \times 2 \times 2400\text{kg/m}^3$	=	37.44
Camellón Central	$0.4\text{m} \times 19.5\text{m} \times 1.5\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$	=	28.08
Asfalto	$55\text{m} \times 19.5\text{m} \times 0.055\text{m} \times 1300\text{kg/m}^3$	=	31.06
Zona	$0.20\text{m} \times 38.5\text{m} \times 19.5\text{m} \times 2.4\text{T/m}^3$	=	360.36
Nervaduras	$0.40\text{m} \times 1.5\text{m} \times 19.5\text{m} \times 10 \times 2.4\text{T/m}^3$	=	<u>280.80</u>
			743.59
Viga transversal de Sección Variable (2+1)/2 X			
	$\times 4.5\text{m} \times 1.2\text{m} \times 8 \times 2.4\text{T/m}^3$	=	155.52
Filas	$71 \times (0.60\text{m})^2 \times 8\text{m} \times 4 \times 2.4\text{T/m}^3$	=	<u>86.85</u>
			985.96
Diafragmas	$0.2\text{m} \times 3.45\text{m} \times 1.50\text{m} \times 9 \times 3 \times 2.4\text{T/m}^3$	=	67.07
Ménsulas	$(1.725 \times 1.50)/2 \times 0.2\text{m} \times 6 \times 2.4\text{T/m}^3$	=	<u>3.72</u>
			1,056.75

$$1,056.75 + 10\% \text{ de la cimentación: } 105.67$$

Ahora como Guadalajara se encuentra en zona :

sísmica, el paso a desnivel se calculará bajo la carga por sismo, despreciando la carga por viento. Para esta zona se tomará un factor del 40 % de la carga permanente, que será bastante conservador.

$$\frac{464.97}{1,627.39}$$

Carga Muerta Vertical: 1,627.39 Tons.

Cargas Vivas Verticales (en toneladas)

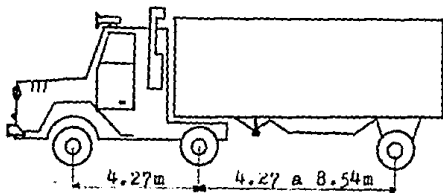
De acuerdo con la A.A.S.H.O. el tipo de carga que se usará será la de H-20, S-16, que tendrá un peso de 40,000 lb. tomando para el eje delantero un factor de 0.2 del peso y para los dos traseros 0.8 del peso es decir:

$$\text{Eje 1} = 0.2 (40,000) = 8,000 \text{ lbs.} = 3.63 \text{ tons.}$$

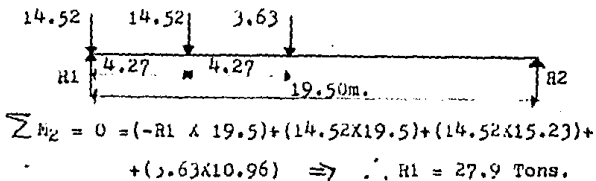
$$\text{Eje 2} = 0.8 (40,000) = 32,000 \text{ lbs.} = 14.52 \text{ tons.}$$

$$\text{Eje 3} = 0.8 (40,000) = 32,000 \text{ lbs.} = 14.52 \text{ tons.}$$

Y las distancias que se tomarán:



Ahora para obtener el máximo esfuerzo que se ejerce en el apoyo central se colocará el camión con el eje trasero como se muestra en la siguiente figura:



Por especificaciones se considerará sólo un tramo y se multiplicará por el N°. de bandas de circulación, variando de acuerdo con la relación siguiente:

Nº de bandas cargadas	% de esfuerzo
1 ó 2	100
3	90
4 ó más	75

Como son 6 bandas de circulación, se obtendrá la R1 total de la siguiente manera:

$$R1 \times 6 \times 0.75 = 125.55 \text{ tons.}$$

Cuando los calros de un puente son grandes y cabe más de un camión, se tomará una carga equivalente, que comparándola con la carga por camión se elegirá la mayor.

Carga repartida de $w = 952 \text{ kg/m.}$

Carga concentrada en el apoyo $v = 11,795 \text{ kg.}$

$$\sum M2 = 0 = -(R1 \times 19.5) + (11.795 \times 19.5) + ((.952 \times 19.5^2)/2)$$

$$\therefore R1 = 21.077 \text{ tons.}$$

$$R1 \times 6 \times 0.75 = 94.84 \text{ tons.}$$

Todas las cargas móviles serán afectadas por un factor de Impacto y vibración, que será igual a:

$$I = 1 + \frac{15}{L + 38}; 1 + \frac{15}{19.5 + 38} = 1.2608$$

La carga móvil e impacto será : $125.55 \times 1.2608 =$
158.29 Tons.

Y la Carga Total Vertical es:

$$1,627.39 + 158.29 = \underline{1,785.68} \text{ Toneladas.}$$

Cargas Horizontales.

Para tomar en cuenta la carga horizontal por sismo, - habrá que afectar la carga permanente por un factor que se rá de 0.08 estando del lado de la seguridad.

$$1162.42 \times 0.08 = 93 \text{ Tons.}$$

Y por carga móvil será la causada por el frenaje y - la fricción.

El frenaje será el 10% de la carga equivalente:

$$0.10 (11.795 + 0.952 \times 19.5) = 3.036 \text{ Tons.}$$

La fricción el 5% de la carga permanente:

$$0.05 (1162.42) = 58.12 \text{ tons.}$$

La carga total Horizontal será:

$$93 + 3.036 + 58.12 = \underline{154.16} \text{ Tons.}$$

Para el caso dado que se colocara el camión en un lugar que produjera momento flexionante en las pilas, el armado de éstas irá hasta lo más profundo de la cimentación, para lograr un buen empotramiento.

Para el cálculo de la Capacidad de carga se necesitarán las dimensiones de las pilas acampañadas, que se obtendrán de la manera siguiente:

Se supondrá que el concreto soportará toda la carga, aún cuando el 1% de acero que se le pone, nada más sirva por seguridad. Otro factor de seguridad es reducir el esfuerzo del concreto a un 25% de su valor, para lograr una seguridad muy alta.

Para encontrar el diámetro mínimo de la pila acampanada, se calculará por medio de la carga en cada pila y la resistencia del concreto reducida. (tomando un $f'c=200k/cm^2$).

$$A = \frac{\text{Carga}}{f'c \times 0.25} = \frac{1785.68/4 \text{ pilas}}{2000 \times 0.25} = 0.8928 m^2.$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0.8928}{\pi}} ; D = 1.066 \text{ mts.}$$

pero como las pilas de la superestructura serán de 1.20 m. se tomarán las Pilas acampanadas de igual diámetro.

El ángulo del acampanamiento será de máximo 26° , y como tamaño máximo de la base 3 veces el diámetro de la pila.

Se estudiaron varias alternativas a distintas profundidades, diferentes ángulos de acampanamiento y distintos diámetros de la base teniendo como mejor opción, por ser - ante todo muy segura, aparte de económica y de rápida ejecución:

La pila acampanada estará apoyada a una profundidad de 6.00 metros, ya que a esta altura se presenta una buena

resistencia del terreno. Y la campana tendrá un talud de 2 vertical y 1 horizontal, hasta lograr un ancho de la base de 3.00 metros.

Una vez diseñada la pila se procederá a obtener su capacidad de carga, con ayuda de la fórmula de Hansen, que se vió en el capítulo IV:

$$\text{1er Sumando: } c N_c s_c d_c i_c g_c b_c$$

c = Para la cohesión en suelos arenosos y cuyo ángulo de fricción interna esté entre 30° y 34° , la cohesión estará entre 2 y 2.2 t/m². Para nuestro caso tomaremos como la cohesión = 2 T/m².

$$\phi = 30.5^\circ \text{ (de la gráfica 3-2)}$$

$$N_q = \tan^2 (45^\circ + 30.5^\circ/2) \exp (\pi \tan 30.5^\circ) = 19.48$$

$$N_c = (19.48 - 1) \cot 30.5^\circ = 31.37$$

$$s_c = 1 + (19.48/31.37) = 1.62$$

$$d_c = 1 + - 0.4 \tan^{-1} (6.00/3.00) = 1.442$$

$g_c = b_c = 1.00$ (ya que estará apoyada la cimentación sobre un terreno horizontal al igual que el terreno sobre ésta).

$$i_q = \left[1 - \frac{.05 (154.16)}{1785.68 + 7.068(2)\cot 30.5^\circ} \right]^5 = 0.8044$$

$$i_c = 0.8044 - ((1-0.8044)/(19.48-1)) = 0.7938.$$

Entonces el primer sumando quedará:

$$2 \times 31.37 \times 1.62 \times 1.442 \times 0.7938 = 116.34 \text{ Ton/m}^2.$$

2º Sumando: $\bar{q} N_q s_q d_q i_q g_q b_q$

Para obtener el Peso Volumétrico del material se tomará la humedad natural promedio de 40% y $\gamma^A = 1.630 \text{ Ton/m}^3$.

$$\bar{q} = \gamma \times D = 1.630 \times 6.00 = 9.78 \text{ Ton/m}^2.$$

$$N_q = 19.48$$

$$s_q = 1 + (3/3) \tan 30.5^\circ = 1.589$$

$$d_q = 1 + 2 \tan 30.5^\circ (1 - \sin 30.5^\circ)^2 \tan^{-1}(6/3) = 1.3163.$$

$$i_q = 0.8044$$

$$g_q = 1 \text{ (Por ser horizontal el terreno sobre el cimiento).}$$

$b_q = 1$ (Por ser horizontal el terreno de apoyo).

El segundo sumando será:

$$9.78 \times 19.48 \times 1.589 \times 1.3163 \times 0.8044 = 320.53 \text{ t/m}^2$$

3er. Sumando: $1/2 \gamma B N_f s_f d_f i_f g_f b_f$

$$\gamma = 1.630 \text{ ton/m}^3.$$

$$B = 3.00 \text{ m.}$$

$$N_f = 1.5(19.48 - 1) \tan 30.5^\circ = 16.32$$

$$s_f = 1 - 0.4(3/3) = 0.60$$

$$d_f = 1.00 \text{ (para todo } \phi)$$

$$i_f = \left[1 - \frac{0.7(154.16)}{1785.68 + 7.068(2) \cot 30.5^\circ} \right]^5 = 0.7353$$

$$g_f = 1 \text{ (Por ser } \psi = 0^\circ)$$

$$b_f = 1 \text{ (Por ser } \eta = 0^\circ)$$

El tercer sumando será:

$$0.5 \times 1.630 \times 3 \times 16.32 \times 0.60 \times 0.7353 = 35.21 \text{ Ton/m}^2.$$

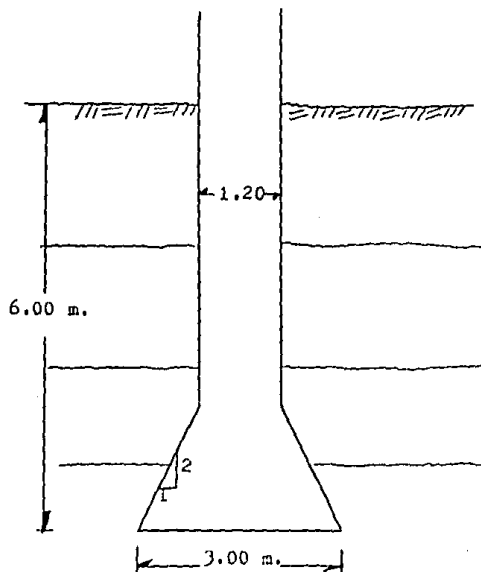
Y por lo tanto la capacidad de carga es:

$$116.34 + 320.53 + 35.21 = 472.08 \text{ Ton/m}^2$$

Y la q última estará afectada por otro factor de reducción para efectos de seguridad:

$$q_{\text{ult}} = 472.08 \times 0.33 = \underline{155.78 \text{ Ton/m}^2}.$$

Una vez terminada de calcular la capacidad de carga última para la pila acampanada, se procedería a obtener la resistencia por fricción, pero como se tiene una capacidad de carga muy alta y con varios factores de seguridad, se acepta como válida la sección propuesta.



Con esta gran capacidad de carga obtenida, se podrá-asegurar que por pila del puente se necesitará una pila -acampanada trabajando cada una independientemente, es decir, no se necesitará hacer un cabezal que una todas las - pilas, pues los asentamientos serían casi nulos e iguales. Para efectos de comprobacións e tomará la fuerza vertical-total, se dividirá en cuatro pilas y entre el área de apoyo se obtendrá la resistencia del suelo necesaria:

$$\frac{1785.68}{4 \text{ pilas}} = 446.42\text{-Ton. por pila.}$$

$$\frac{446.42}{7.068} = 63 \text{ Ton/m}^2 < 155.78 \text{ Ton/m}^2$$

ANALISIS DE CARGAS PARA EL ESTRIBO

Del valor obtenido para el apoyo central:

Verticales:	$743.59/2 = 371.80$ Tons.	=	371.80
Diafragmas	$0.2m \times 3.45m \times 1.5m \times 9 \times 2 \times 2.4T/m^3$	=	44.71
Ménsulas	$(1.725 \times 1.5)^2 \times 0.2m \times 2 \times 2.4T/m^3$	=	1.24

Para la construcción de las rampas se usará el método tan usado ya en México, el de TIERRA ARMADA, por lo que el estribo será de concreto reforzado y de 50 cm. de ancho:

$0.5 m \times 38.5m \times 10m \times 2.4 t/m^3$	=	<u>462.00</u>
		879.75
+ 10% de la cimentación	=	<u>87.97</u>
		967.72
+ 40% por sismo	=	<u>387.08</u>
		1354.800

y la mitad de la carga viva del apoyo central	=	<u>79.14</u>
		1433.94

y la carga total vertical será de 1,433.94 Tons.

Dentro de las cargas horizontales estarán las siguientes: 8% por sismo de la carga permanente =

0.08 X 967.72 =	77.41
Por frenaje =	3.03
Por fricción =	58.12

Para tomar en cuenta el empuje de tierras, se necesitará el peso volumétrico del material que se haya usado en el relleno, que generalmente será un material inerte de un $\gamma = 2000 \text{ kg/m}^3$, ya que estará bastante compacto.

Y el ángulo de fricción interna se considerará de 38° .

$$E. T. = (\gamma X (12)^2) / 2 X ((1 - \text{sen } 38^\circ) / (1 + \text{sen } 38^\circ))$$

$$E.T. = \frac{34.25}{172.81}$$

La carga total Horizontal será: 172.71 Toneladas.

Para el cálculo de la capacidad de carga se necesitará proponer una sección de la zapata y checarla si en -

realidad resistirá la carga que se tenga. La opción que se encontró más favorable fué la de un ancho de 3.00 metros y un largo de 40.00 metros, a una profundidad de 2.00 metros que será la mínima para este tipo de estructuras. Una vez más por la fórmula de Hansen se tendrá lo siguiente:

1er. Sumando:

c = Como la zapata estará más superficial el terreno se encontrará más suelto y la cohesión se considerará con un valor de 0.5 Tons./m².

$$\phi = 28.5^\circ$$

$$N_q = \tan^2(45^\circ + 28.5^\circ/2) \exp(\pi \tan 28.5^\circ) = 15.55$$

$$N_c = (15.55 - 1) \cot 28.5^\circ = 26.79$$

$$s_c = 1 + (15.55 \times 3.00 / 26.79 \times 40.00) = 1.043$$

$$d_c = 1 + 0.4 (2/3) = 1.266$$

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5 \times 172.71}{1433.94 + 120 \times 0.5 \times \cot 28.5^\circ} \right]^5 = 0.75$$

$$i_c = 0.75 - ((1 - 0.75)/(15.55-1)) = 0.7328$$

El primer sumando será: 12.96 t/m^2

2º Sumando:

$$\bar{q} = 1.63 \times 2 = 3.26 \text{ T/m}^2.$$

$$N_q = 15.55$$

$$s_q = 1 + (3/40) \tan 28.5^\circ = 1.04$$

$$d_q = 1 + 2 \tan 28.5^\circ (1 - \sin 28.5^\circ)^2 (2/3) = 1.198$$

$$i_q = 0.75$$

El segundo sumando será: 47.36 T/m^2 .

3er. Sumando:

$$\gamma = 1.63 \text{ T/m}^3$$

B = 3.00 metros.

$$N_\gamma = 1.50 (15.55 - 1) \tan 28.5^\circ = 11.85$$

$$s_f = 1 - 0.4 (3/40) = 0.97$$

$$d_f = B_f = b_f = 1$$

$$i_f = \left[1 - \frac{0.7 \times 172.71}{1433.94 + 120 \times 0.5 \times \cot 28.5^\circ} \right]^5 = 0.665$$

El tercer sumando será: 18.69 T/m².

Y la capacidad de carga será:

$$12.96 + 47.36 + 18.69 = 79.01$$

$$q_{ult.} = 79.01 \times 0.333 = \underline{26.07 \text{ Tons/m}^2}$$

La resistencia del terreno necesaria será:

$$\frac{\text{Carga}}{\text{Area}} = \frac{1433.94 \text{ tons.}}{120.00 \text{ metros}} = 11.95 \text{ Tons/m}^2$$

$$26.07 \text{ T/m}^2 > 11.95 \text{ T/m}^2$$

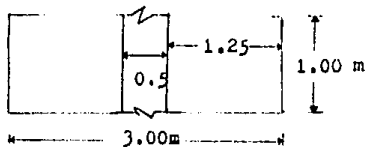
Por lo tanto la sección que se propuso será válida.

Para el cálculo de la zapata nos basaremos en lo visto en el capítulo de cimentaciones superficiales, en el que se calcula el espesor de la zapata y el armado

necesario para que no sufra una falla. Este cálculo se hará por medio del método plástico, por ser más representativo.

Ahora se calcularán los dos peraltes para la zapata tomando como $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y un $\sigma = 11.95 \text{ ton/m}^2$, que será el esfuerzo de trabajo, a diferencia del admisible que provocaría un peralte grande e inútil.

1er.- Cortante como Viga:



$$\text{Area Tributaria} = (1.25 - d) \times 1.00$$

$$d = \frac{(1.25 - d) \times 1.00 \times 11.95}{0.85 \times 1.00 \times 0.53 \sqrt{2000}}$$

$$20.147d = 14.937 - 11.95d.$$

$$d = 47 \text{ cm. de peralte.}$$

2do.- Peralte por Flexión:

$$M = \frac{1.25^2}{2} \times 1.00 \times 11.95 = 9.336 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{9.336 \times 1.6}{36.8 \times (1.00)}}$$

d = 64 cm. de peralte.

Se tomará el peralte de 64 cm. con un recubrimiento de 5 cm.

El acero de refuerzo quedará de la siguiente manera:

$$A_s = 0.01 \times 1.00 \times 0.64$$

$$A_s = 64 \text{ cm}^2.$$

usando varillas del N^o. 9 con un área de 6.42 cm². se necesitarán:

$$\frac{64}{6.42} = 10 \text{ varillas en un metro}$$

y por temperatura será:

$$A_{st} = 0.002 \times 1.00 \times 0.64 = 12.8 \text{ cm}^2$$

y con varillas del N^o. 4 se colocarán a cada 10 cm.

La revisión por adherencia se hará:

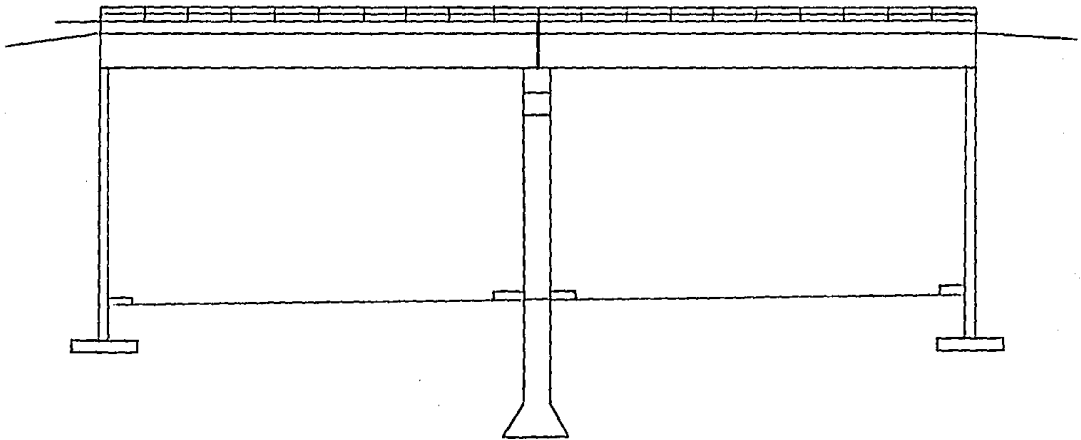
La sumatoria de los perímetros = $10 \times 0.0286 = 0.286$

tendrá que ser mayor que la siguiente sumatoria:

$$\Sigma_0 = \frac{1.25 \times 1.00 \times 11.95}{0.88 \times 0.64 \times 158.23} = 0.167 < 0.286$$

Por lo que se checa por adherencia.

Para terminar se dará un dibujo sobre como quedará el Paso a Desnivel definitivo.



Proyecto Definitivo.

BIBLIOGRAFIA

- + Mecánica de Suelos y Cimentaciones. Crespo Villalaz
- + Diseño y Construcción de Cimentaciones. Instituto de Ingeniería U.N.A.M.
- + La Construcción de puentes en México. S.C.T.
- + Especificaciones de Puentes para Caminos. S.O.P.
- + Foundation Analysis and Design. Bowles.
- + Apuntes de la clase de Cimentaciones. A. Dávila Camacho.
- + Apuntes de la clase de Geotecnia III. A. Dávila Camacho.
- + Apuntes de la clase de Puentes. R. Escutia Marín.
- + La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Rico y Del Castillo.
- + Mecánica del Suelo. Tschebotarioff.

- + Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica. Terzaghi y Peck.

- + Mecánica de Suelos I y II. Juárez Badillo y Rico.