

300615



UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U. N. A. M.**

15
2ej

**CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE
CIMENTACIONES DE PUENTES VEHICULARES EN
LA CIUDAD DE MEXICO**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A
BALTAZAR OCHOA FERNANDEZ

DIRECTOR DE TESIS :
ING. RODOLFO AMBRIZ AVELAR

MEXICO, D. F. 1992



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

INTRODUCCION	2
CAPITULO 1. CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO	7
1.1 Marco Geológico del Valle de México	8
1.2 Estratigrafía General (Lago)	11
1.3 Depósitos de Transición	16
1.4 Depósitos de Las Lomas	19
1.5 Zonificación Geotécnica	22
CAPITULO 2. ESTUDIOS GEOTECNICOS REQUERIDOS EN CADA ZONA	25
2.1 Requisitos Mínimos de Exploración	26
2.2 Trabajos de Campo	28
2.3 Trabajos de Laboratorio	33
2.4 Instrumentación	35
2.5 Análisis de Resultados	40
CAPITULO 3. TIPOS MAS COMUNES DE CIMENTACIONES EN PUENTES VEHICULARES	47
3.1 Introducción	48
3.2 Criterios para la Selección de Cimentaciones	49
3.3 Tipos más comunes de Cimentaciones en Puentes.	51

CAPITULO 4. PROYECTO EJECUTIVO	63
4.1 Generalidades	64
4.2 Procedimiento de Análisis y Diseño de la Cimentación del Puente "Municipio Libre"	65
CAPITULO 5. ASPECTOS CONSTRUCTIVOS	78
5.1 Investigación de Campo	79
5.2 Aspectos del Procedimiento Constructivo del Puente "Municipio Libre".	79
CONCLUSIONES	90
BIBLIOGRAFIA	97

**CRITERIOS PARA EL ANALISIS Y
DISEÑO DE CIMENTACIONES DE
PUENTES VEHICULARES EN
LA CIUDAD DE MEXICO**

INTRODUCCION

INTRODUCCION

Desde la época prehispánica los constructores del Valle de México han tenido que enfrentarse a las condiciones adversas del subsuelo de este lugar.

La construcción de las cuatro calzadas que comunicaban al islote con tierra firme es un claro ejemplo del alto grado de conocimientos del comportamiento del subsuelo y de la formidable técnica que poseían los habitantes de este valle.

En el período de la Colonia también se realizaron majestuosas construcciones pero, en la etapa inicial, son notorias las fallas en las cimentaciones debido, en gran parte, a la falta de información del comportamiento de los suelos en este lugar.

A partir del desarrollo de la Mecánica de Suelos se da un gran avance en el conocimiento e inferencia del comportamiento de los mismos.

Debido al desarrollo urbano que presenta la Ciudad de México ha sido necesario mejorar y actualizar las vialidades de mayor tránsito existentes en el área Metropolitana con el objeto de aliviar los problemas del flujo vehicular a fin de evitar malestares en el usuario y mejorar la ya dañada ecología de dicha ciudad.

Bajo esta tónica, se hace imprescindible la utilización de **Puentes Vehiculares**. Dichas estructuras son costosas, por lo que su construcción requiere un estudio económico y de factibilidad muy vasto que arroje la solución más conveniente para asegurar su buen funcionamiento y proporcionar un servicio óptimo a los usuarios.

Dada la necesidad de satisfacer estos requerimientos es indispensable elegir una óptima solución de cimentación que transmita al terreno en que se apoya las fuerzas y sollicitaciones actuantes en el puente.

La elección del tipo de cimentación está determinada por su economía y por la zona geotécnica donde se ubique el proyecto. Esta, a su vez, es función del origen de los suelos y de sus propiedades mecánicas e hidráulicas. Para definir las propiedades mencionadas se requiere un estudio de **Mecánica de Suelos**, el cual está apoyado en la realización de un muestreo de calidad que permita la obtención confiable de los parámetros del suelo, para así proceder al diseño propiamente dicho de la cimentación, que incluye: determinación de fuerzas actuantes, análisis de deformaciones producidas por dichas fuerzas, obtención de la capacidad de carga del suelo, determinación de los hundimientos que se producen en éste debido a las sollicitaciones y fuerzas a que estará sometido, dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura de la posible inducción de esfuerzos secundarios debido a movimientos diferenciales en los

apoyos. Aunado a estos procesos se realiza una comparación del costo de la cimentación contra el costo de la superestructura.

Teniendo presente la importancia económica y social de este tipo de proyectos la presente tesis tiene el propósito de ofrecer una visión objetiva y clara del procedimiento que se utiliza para la elección del tipo de cimentación, sin llegar al análisis detallado del dimensionamiento, en puentes vehiculares dentro de una zona que presenta particularidad en la problemática del suelo que la forma, como es el caso de la Ciudad de México; así como resaltar los particulares tópicos que es preciso tomar en consideración para seleccionar una cimentación capaz de satisfacer de manera óptima los requerimientos de un proyecto dado. Para llevar a cabo las premisas arriba mencionadas se eligió como modelo la cimentación del puente vehicular ubicado en el cruce de Municipio Libre y Calzada de Tlalpan. La presente tesis se dividió en cinco capítulos, cuyos objetivos particulares se enuncian a continuación:

- Capítulo 1: busca ofrecer una idea general de las características del subsuelo del Valle de México.
- Capítulo 2: establece los estudios geotécnicos más comunes que se llevan a cabo para la realización de este tipo de obras y lo que implica su interpretación.

- Capítulo 3: describe las cimentaciones más usuales en este tipo de proyectos y las características que se deben observar en el sitio donde se ubicará la estructura para, en base a éstas, definir el tipo de cimentación más conveniente.
- Capítulo 4: establece el procedimiento de análisis y diseño de un cajón de la cimentación del puente ubicado en el cruce de Municipio Libre y Tlalpan, a partir del cual se pueden inferir los criterios a seguir para analizar diferentes soluciones de cimentación en las distintas zonas geotécnicas.
- Capítulo 5: analiza el procedimiento constructivo del cajón mencionado, denotando los aspectos más importantes que deben ser considerados para la construcción de estas obras con el fin de asegurar un comportamiento adecuado de las mismas.

CAPITULO 1

**CARACTERISTICAS GENERALES DEL
SUBSUELO EN LA CIUDAD DE MEXICO**

1.1 Marco Geológico del Valle de México

De acuerdo a los estudios realizados por F. Mooser¹, la cuenca del Valle de México constituye una gran presa azolvada; delimitada al norte por las sierras de Pachuca, Tepetzotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán, todas ellas formadas en el Mioceno. Posteriormente, en el Plioceno inferior se originaron las sierras de Las Cruces (al oeste) y Nevada (al este), con lo que la cuenca drenaba hacia el sur, pero más tarde, en el cuaternario, surgieron grandes efusiones de basalto, que constituyeron la sierra de Chichinautzín, localizada al sur del Valle de México, transformándose dicho valle en una cuenca cerrada. Debido a los acontecimientos descritos, el agua se almacenó en varios lagos y las avenidas y ríos descendientes de las sierras mencionadas depositaron diversos materiales al confluir en dichos lagos; simultáneamente, en la parte central de la cuenca, se acumularon materiales limo-arcillosos, producto de acarreos y emisiones de cenizas y pómez provenientes de los volcanes del sur. Tiempo después, en la época Glaciar, la masa de agua se extendió de tal forma en las partes inferiores que llegó a formar un solo lago (Fig. 1).

¹ Referencia 1

Generalizando, se puede afirmar que los suelos que ocupan lo que fue el lago del Valle de México se formaron por una secuencia de estratos blandos arcillosos, intercalados con capas y lentes duras. Los primeros tienen su origen en el depósito de partículas finas en lagos y los segundos, en la acumulación de cenizas volcánicas o aluviones.

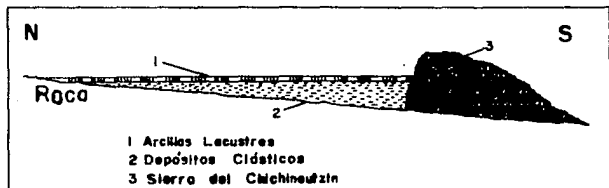


FIGURA 1. ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO.

Aunado a este proceso geológico, se presenta la tectónica de la cuenca, que tiene tres fases principales:

- Fase Antigua: Plegamientos dirigidos al oeste (Cretácico).
- Fase Intermedia: Secuencias volcánicas del Oligoceno, productos de una subducción frente a la costa occidental de México, dichas vulcanitas se depositaron hacia el NW.

- Fase Moderna: Se crearon la Sierra Nevada y la Sierra de Las Cruces debido a la subducción de la placa de Cocos y se reactivaron las fracturas dirigidas hacia el NW (Sistema Tlaloc - Apan) y otras dirigidas al ENE (Sistema Santa Catarina).

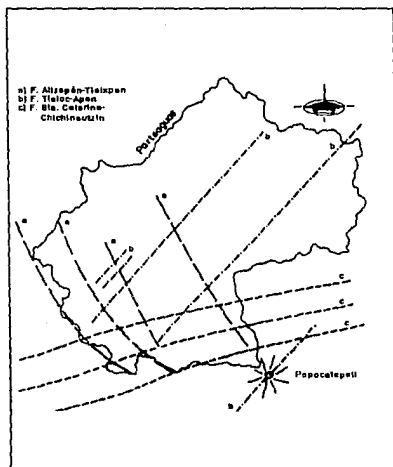


FIGURA 2. FRACTURAS PRINCIPALES DE LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

La figura No. 2 muestra las tres direcciones principales de fracturas y fallas en el Valle de México: al NW (Placa del Farallón y a la Subducción de la placa de Cocos); al NE (la Fosa de

Cuautepec) y al ENE (la Fosa de Barrientos). También se aprecian las fallas en dirección EW (Barranca de Santa Fe) que afectan a los suelos de Cuajimalpa.

1.2 Estratigrafía General

Depósitos de Lago.

Son los depósitos arcillosos de la planicie del Valle de México. Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-química de los materiales eólicos, aluviales y cenizas volcánicas en los lagos, donde generalmente existían colonias de microorganismos y vegetación acuática; como resultado de los períodos de intensa sequía el proceso sufrió interrupciones en las que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas, aunadas a estas interrupciones se produjeron otras por causa de las etapas de actividad volcánica que cubrieron la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas.

Debido a este proceso, se formó una secuencia de estratos de arcilla blanda, separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas. Los espesores de los suelos arcillosos aumentan conforme se avanza hacia el centro del lago.

La manera en que evolucionan las propiedades mecánicas depende del proceso de formación de los suelos ya que intervienen factores

que influyen de manera determinante en éstos, tal es el caso de la **Consolidación Natural** que es consecuencia del peso propio de los suelos, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar. Aunada a ésta, se presenta la **Consolidación Inducida** que tiene por causa el desarrollo urbano que ha sufrido el Valle de México; en la zona de lago se ha desarrollado un proceso de consolidación regional, del que se pueden distinguir los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos necesarios para la construcción y para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para drenaje de aguas pluviales y negras provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa arcillosa.
- La extracción del agua del subsuelo que ha venido consolidando a las arcillas.
- La construcción de estructuras que se ha propiciado debido al reciente crecimiento urbano.

Otro factor de importancia es la **Resistencia al Corte**; considerando que la masa predominante del suelo del Valle de México era muy blanda, la variación de resistencia al corte debió ser lineal como consecuencia del confinamiento que sufre el material conforme aumenta la profundidad, pero debido a los procesos de

consolidación y al abatimiento del nivel freático natural que ha sufrido el subsuelo del Valle, se nota un aumento en la resistencia de los estratos superficiales del suelo, que rompe con esta linealidad, tal como lo muestra la figura No. 3, que además denota las lentes duras intercaladas en los estratos arcillosos.

Características Estratigráficas.

En los estudios realizados al subsuelo del Valle de México, se han determinado cinco estratos principales de acuerdo a su origen geológico, resistencia y deformabilidad, a saber:

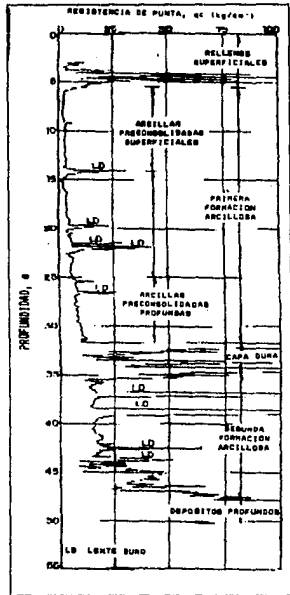


FIGURA 3. SONDEO DE CONO ELECTRICO.

- **Costra Superficial:** Está compuesta por depósitos arenoso-arcillosos o limosos con abundancia de restos arqueológicos y rellenos artificiales; este estrato se puede dividir en tres substratos:

Relleno Artificial.- Restos de construcción y relleno arqueológico; su espesor varía entre 1 y 7 metros, aunque en algunos casos se han encontrado hasta 10 metros de espesor.

Suelo Blando.- Compuesto por depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico de espesor variable.

Costra Seca.- Integrado por material areno-arcilloso que proviene del depósito de materiales aluviales y es consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando algunas zonas expuestas a los rayos solares.

- **Serie Arcillosa Lacustre Superior:** El arrastre y sedimentación de la fracción fina de cenizas volcánicas constituyó arcillas de muy alta compresibilidad y baja resistencia al corte, de consistencia blanda a media y de espesor variable; en el Centro Histórico y en la colonia Roma existen espesores que varían de 15 a 32 metros, mientras que en la parte Oriente de la Ciudad (Tláhuac) se han medido espesores mayores a 60 metros, pues al parecer, en esta zona, la capa dura no existe.

- **Capa Dura:** Está formada predominantemente por materiales limo-arenosos compactos cementados con carbonato de calcio, con lentes de arcilla y gravas. La cementación de este estrato es variable en amplio rango, al igual que su espesor, el cual es prácticamente nulo en la zona

donde el lago no llegó a secarse y aumenta hasta 5 metros en las zonas que fueron las orillas del mismo (alrededores de los cerros de la Estrella, del Tepeyac, Chapultepec y de la zona poniente del Valle). Atendiendo a lo anterior se puede establecer que la resistencia y deformabilidad de este estrato son variables. En dicha variación aumenta la resistencia, mientras disminuye la deformabilidad conforme se avanza de Oriente a Poniente en el Valle.

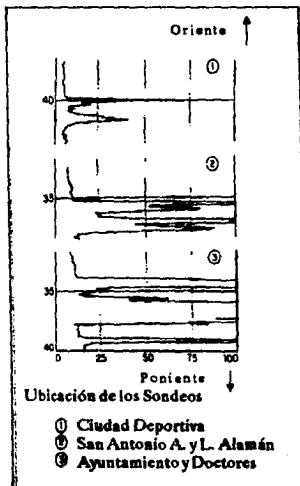


FIGURA 4. VARIACIONES DE LA CAPA DURA.

Serie Lacustre Inferior: Presenta una secuencia de estratos arcillo-limosos con una preconsolidación mayor a la de la Serie Lacustre Superior, es más resistente y menos deformable, su espesor es de 15 metros en el centro del lago y nulo en las zonas abruptas de la cuenca. En la zona Oriente del Valle este estrato se confunde con la

Serie Lacustre Superior por la desaparición de la capa dura.

- **Depósitos Profundos:** Constituidos por depósitos aluviales que contienen limos, dichos depósitos están cementados con arcillas duras y carbonatos de calcio de baja o nula deformabilidad y muy alta resistencia en su manto superior que tiene un espesor entre 1 y 5 metros, debajo de dicho manto existen estratos menos cementados y aún arcillas preconsolidadas.

1.3 Depósitos de Transición

Los depósitos de transición dividen los suelos lacustres de las sierras y formaciones volcánicas que circundan al Valle. Estos materiales aluviales se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos arrastrados y a la frecuencia de los depósitos.

Condición Interestratificada: Se presenta en los suelos que se originaron a partir de los acarrees que descendieron de las lomas hacia la planicie y están compuestos de intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas. El ancho de franja de estos depósitos varía según el clima prevaeciente en cada época geológica. Se puede afirmar que existe una zona de transición interestratificada ancha, que contiene en sus partes más profundas

depósitos
caóticos
glaciares,
laháricos y
fluvioglaciares,
que están
depositados
en enormes
bloques en la

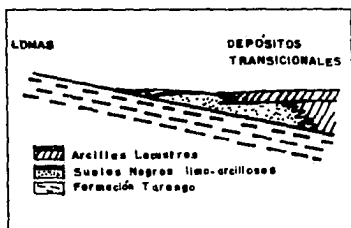


FIGURA 5. DEPOSITOS DE TRANSICION.

boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo. También existen depósitos que sobreyacen a los lacustres, que contienen suelos negros, orgánicos, arenosos y limo-arcillosos que se extienden desde el pie de Las Lomas hasta dos o tres km. al Oriente.

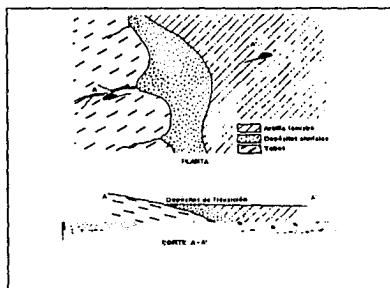


FIGURA 6. TRANSICION INTERSTRATIFICADA.

Condición Abrupta (cercana a los cerros): Se identifica entre los rellenos de la cuenca y las formaciones montañosas que sobresalen de dichos rellenos, en esta zona los depósitos fluviales al pie de los cerros son casi nulos, es por eso que las arcillas lacustres están en contacto con la roca. Se puede identificar este tipo de formación en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepayac. La estratigrafía está integrada por la serie lacustre interrumpida por lentes duros.

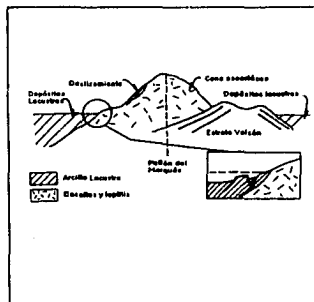


FIGURA 7. TRANSICION ABRUPTA.

En estas zonas es frecuente la presencia de grietas verticales con profundidades hasta de 20 metros. El mecanismo de fisuración se esquematiza en la figura No. 8.

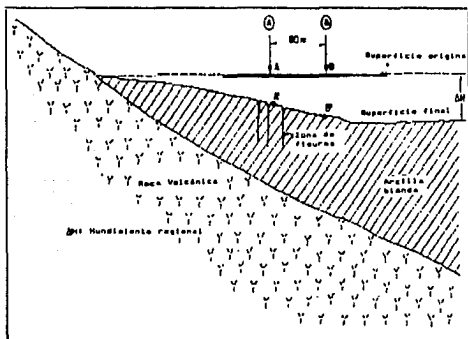


FIGURA 8. MECANISMO DE FISURACION.

1.4 Depósitos de Las Lomas

Integrados por las formaciones montañosas que limitan la cuenca al Norte y al Poniente, también por los derrames basálticos del Xitle (al Sur). Predominan los depósitos de origen glaciar, aluviones y tobas compactas de alta resistencia y baja deformabilidad, además de éstos, en el pedregal del Xitle sobreyacen basaltos. Se pueden distinguir diferentes características en estos depósitos, a saber:

Zona Poniente:

Sierra de las Cruces: Son formaciones muy uniformes compuestas de arena y grava, con una gran resistencia; tuvieron su origen en el Plioceno Superior e Inferior, épocas en las que los períodos de actividad explosiva fueron muy comunes. Se observan capas de erupciones pumíticas, flujos piroclásticos, depósitos fluvioglaciares y depósitos fluviales estratificados.

Pedregal del Xitle: Son derrames basálticos provenientes del volcán del Xitle, situado al Sur de la Ciudad; los flujos arrojados por este volcán cubrieron las lomas al pie del Ajusco y avanzaron hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel, se puede identificar esta formación en los pedregales de San Francisco, Santa Ursula, San Angel, Carrasco y Padierna. Debajo de las lavas del pedregal de San Angel existen acumulaciones de morrenas y secuencias fluvioglaciares derivadas de su erosión. Las características generales de esta zona son su alta resistencia (En las partes sanas del basalto es donde se han encontrado las mayores resistencias del Valle de México) y su baja deformabilidad, además de la presencia de fracturamientos y oquedades en la roca.

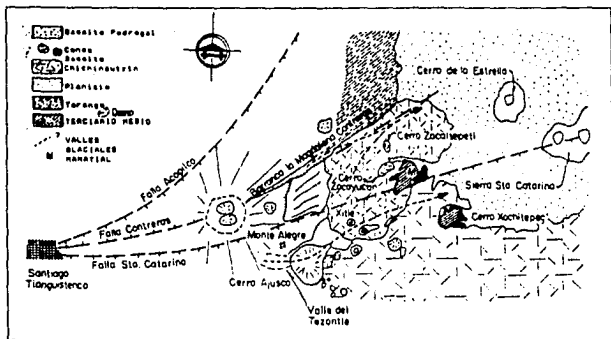


FIGURA 9. GEOLOGIA DEL PEDREGAL DEL XITILE.

Zona Norte:

Comprende a la **Sierra de Guadalupe**, principalmente consta de rocas volcánicas andesíticas y dacíticas que se extienden desde el Tepeyac hasta la zona de Barrientos. Una característica de esta zona son los grandes depósitos de tobas amarillas, que se depositaron en forma de abanicos aluviales y son producto de las violentas erupciones que generaron la sierra de Las Cruces. Posteriormente, en el Pleistoceno, debido a la erosión se formaron pequeños depósitos de aluviones y loess; al azolverse la cuenca, esta sierra fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres.

1.5 Zonificación Geotécnica

Con base en la descripción anterior, el Reglamento de Construcciones del D.F. 1987 (RCDF-87) acepta una zonificación del área urbanizada, que ha ido evolucionando hasta lo que se representa en la figura No. 10. (Artículo 219).

Atendiendo a esta figura se establecen las siguientes zonas:

ZONA I (Lomas)

En general formada por depósitos poco compresibles y de alta resistencia. Se caracteriza por presentar problemas mejor definidos en cuanto a la ingeniería de cimentaciones, excepto en los terrenos afectados por la explotación de minas de arena y grava.

De acuerdo al RCDF-87 esta zona **está** formada por rocas o suelos que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en ellos pueden existir depósitos arenosos en estados suelto o cohesivo relativamente blando. En la parte Sur de esta zona (Xitle) la característica principal la representan las discontinuidades del macizo rocoso, mientras que la zona Poniente se caracteriza por la presencia de antiguas minas de arena.

ZONA II (Transición)

Caracterizada por una secuencia variable de estratos aluviales intercalados con arcillas compresibles.

El RCDF-87 estableció que es Zona de Transición aquella en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 metros (máximo) bajo el nivel del terreno y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros. Esta zona presenta una muy alta erraticidad en la estratigrafía y por ende en las propiedades de los materiales que la integran.

ZONA III (Lago)

En esta zona se tienen depósitos lacustres blandos y altamente compresibles hasta profundidades de 50 a 60 metros, apoyados en suelos más rígidos.

Atendiendo al RCDF-87, la zona lacustre está integrada por grandes depósitos de arcillas altamente compresibles, separados por capas arenosas con limos o arcilla, en la que los depósitos profundos se ubican a más de 20 metros bajo el nivel de terreno. Esta zona presenta graves problemas de hundimiento regional.

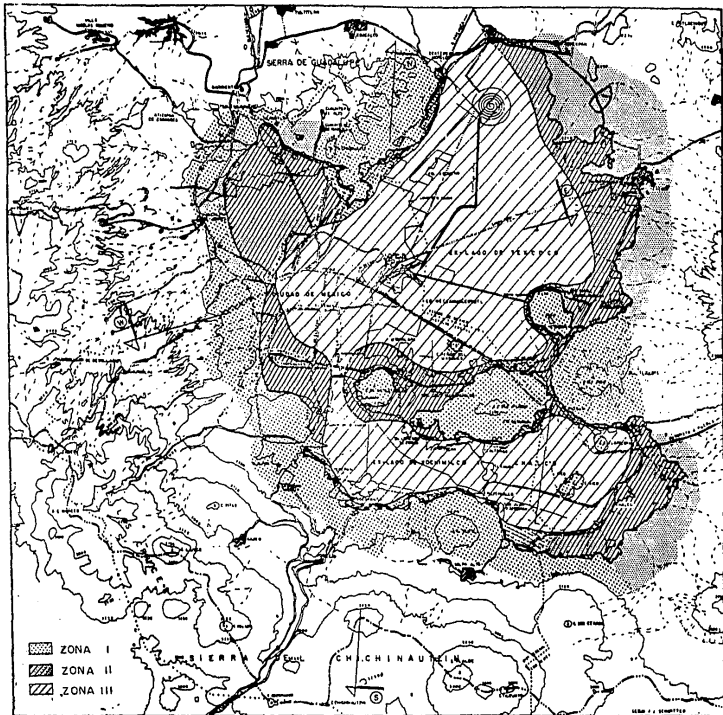


FIGURA 10. ZONIFICACION GEOTECNICA (RCDF-87).

CAPITULO 2

**ESTUDIOS GEOTECNICOS
REQUERIDOS EN CADA ZONA**

2.1 Requisitos Mínimos de Exploración.

En base a los problemas característicos de cada zona, el RCDF-87 establece para la investigación del subsuelo que la exploración de campo y las pruebas de laboratorio deben ser suficientes para definir de manera confiable los parámetros de diseño de la cimentación, la variación de los mismos en la planta del sitio de interés y los procedimientos de construcción.

Las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC-87) recomiendan que en la parte de la zona I no cubierta por derrames basálticos, se deberá hacer un reconocimiento detallado del lugar donde se ubique el proyecto, así como detección de barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para determinar la existencia de materiales que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea. Además se complementará el estudio con datos proporcionados por los habitantes del lugar, observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes, análisis de fotografías aéreas antiguas y métodos geofísicos de exploración. Se determinará si el terreno presenta condiciones que puedan suscitar hundimientos diferenciales, colapsos o algún problema considerable en la construcción. Aunado a esto, se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad de los cortes. En las zonas de derrames basálticos se localizarán los materiales clásticos sueltos y grietas superficiales, además de la búsqueda de evidencias de oquedades

subterráneas de grandes dimensiones.

Para la zona II se tomará en cuenta en las exploraciones que suele haber irregularidades de contacto entre las diversas formaciones y variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles, es decir existe erraticidad en la estratigrafía de la zona.

En las zonas II y III además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circundantes, se buscarán evidencias de rellenos superficiales, además de investigar la existencia de antecedentes de grietas profundas.

Para la exploración de suelos en el D.F., las NTCDC-87 establecen una serie de requisitos mínimos, dependiendo del peso unitario medio de la estructura y de la geometría de la misma, dichas exploraciones servirán para determinar las características arriba mencionadas. El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos) será de uno por cada 80 metros o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de uno por cada 120 metros en la zona III. Los procedimientos para localizar galerías u otras oquedades deberán basarse en sondeos, observaciones y mediciones en las cavidades (métodos directos).

La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo, pero ésta no será menor que 2 m. bajo el nivel de desplante, salvo que exista roca sana a profundidad menor. Si se busca explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III los sondeos deberán penetrar en el estrato incompresible y si se requiere desplantar en pilotes o pilas apoyados en dicho estrato, se penetrará hasta las capas compresibles subyacentes.

2.2 Trabajos de Campo.

En lo que se refiere a exploración de campo, las NTCDC-87 establecen una serie de parámetros que a continuación se sintetizan:

- En la zona I y estratos resistentes de las zonas II y III se pueden utilizar sondeos con recuperación continua de muestras alteradas representativas mediante Penetración Estándar para evaluar la resistencia o compacidad de los materiales. Con el propósito de clasificar y realizar ensayos mecánicos se permite hacer sondeos con equipos rotatorios y muestreadores de barril. Con la finalidad de identificar tipos de materiales o descubrir oquedades es permitido el empleo de sondeos de percusión o con broca tricónica.

- Para las zonas II y III se pueden emplear los sondeos con recuperación continua de muestras alteradas con el fin de obtener un perfil del subsuelo.

- Es posible utilizar sondeos con penetración de cono mecánico o eléctrico para definir la estratigrafía. Para determinar las propiedades mecánicas se utilizarán sondeos de veleta y sondeos continuos o mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas.

En cuanto a la investigación del hundimiento regional, se hará por observación directa mediante estaciones piezométricas y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

Sin embargo, el RCDF-87 no establece claramente lineamientos para los puentes vehiculares, en los que las superestructuras concentran la carga en áreas relativamente pequeñas comparadas con la geometría de la obra, lo que origina un incremento de esfuerzo en el subsuelo de magnitud considerable. Debido a esto, es conveniente que se tomen en cuenta las experiencias y estudios realizados con anterioridad, al igual que las recomendaciones de los estudiosos del subsuelo de la Cd. de México para determinar las propiedades del mismo, que permitan inferir su comportamiento.

De acuerdo con lo descrito anteriormente, para conocer las características estratigráficas y las propiedades mecánicas del subsuelo en la zona III, generalmente se utilizan de forma preliminar sondeos de penetración estándar o sondeos de cono eléctrico o mecánico, que permiten definir la estratigrafía de sitio basándose en la resistencia a la penetración o de punta, respectivamente; además, por su eficiencia reducen de manera significativa el tiempo de ejecución.

Conocida la estratigrafía de cada sitio y para realizar el proyecto a nivel ejecutivo, es necesario establecer las propiedades índice y mecánicas (estáticas y dinámicas) de cada estrato, para lo cual, se especificarán sondeos complementarios en los que se obtendrán muestras inalteradas con muestreadores de pared delgada, especificando el número, profundidad y tipo de éstas. Estos sondeos podrán ser selectivos o mixtos, alternando con sondeos de penetración estándar. En la costra superficial, el procedimiento de exploración son los Pozos a Cielo Abierto y el muestreo que se utiliza es el labrado de muestras cúbicas.

En lo que respecta a la zona II, se debe definir si el sitio está ubicado en transición abrupta o en transición interestratificada alta o baja. Para ello se pueden realizar sondeos de penetración estándar o de resistencia de punta de cono; la interpretación derivada de dichas exploraciones debe confirmarse de acuerdo con la ubicación del sitio en estudio y con la zonificación

Geotécnica de la Ciudad. Si la cimentación queda ubicada en la costra superficial, bajo la cual pudieran existir depósitos altamente compresibles que correspondan a una transición interestratificada baja, la obtención de muestras inalteradas se llevará a cabo con muestreadores de pared delgada.

El muestreo alterado de los suelos no saturados (arriba del nivel freático) se realizará con brocas helicoidales o perforadoras con aire, pues la inclusión de humedad hace variar las propiedades de dichos suelos. En la costra superficial, la obtención de muestras inalteradas se llevará a cabo mediante la técnica de excavación de pozos a cielo abierto.

Para la transición alta (suelos no saturados en los primeros 15 m.) se aplican los mismos procedimientos de muestreo que en la zona I; ocasionalmente se han realizado pozos a cielo abierto con perforadora de broca helicoidal de 1.5 m. de diámetro o mayores.

En la zona I, el estudio preliminar deberá identificar con precisión las unidades litológicas del sitio, definir de manera aproximada la cimentación de los materiales, detectar la presencia de oquedades o cavernas y de mantos freáticos colgados o acuíferos que afecten a la zona de influencia de la cimentación. Para cubrir estos requerimientos es necesario apoyarse en un plano geológico de detalle y en un reconocimiento del lugar, complementado con perforaciones de penetración controlada (broca tricónica, barrena

helicoidal, aire a presión) y ocasionalmente pozos a cielo abierto. Para la detección de cavernas las NTCDC-87 plantean un estudio de interpretación de fotografías aéreas de la misma zona en diferentes épocas, lo cual es impráctico porque debido al gran crecimiento urbano ya no es posible ubicar exactamente las zonas en estudio con respecto al pasado. En la actualidad, los métodos geofísicos han desplazado casi por completo al estudio mencionado.

Cuando la cimentación va desplantarse en terreno rocoso, se debe tomar en cuenta el estado de alteración y el fracturamiento de éste, así como el espesor que presenta estas irregularidades, pues debe ser removido este material con el fin de desplantar en roca sana.

Para determinar las propiedades de los depósitos, el procedimiento más adecuado es, como ya se mencionó, la obtención de muestras cúbicas en pozos a cielo abierto. El muestreo puede llevarse a cabo con un tubo dentado o barril Denison, pero se debe tomar en cuenta el grado de alteración inducido en los especímenes; al igual que para los depósitos de transición alta, en los suelos que estén ubicados arriba del nivel freático se debe evitar el uso de agua o lodos como fluidos de perforación, pues las muestras obtenidas son susceptibles a sufrir alteraciones en sus propiedades mecánicas a causa del humedecimiento.

Las propiedades mecánicas también se pueden obtener mediante pruebas en sitio, tales como pruebas de placa, pruebas de carga, presímetro y algunos otros métodos indirectos.

2.3 Trabajos de Laboratorio.

Una vez obtenidas las muestras de los depósitos que se ubican en el sitio de interés, se determinan sus propiedades índice y mecánicas mediante pruebas de laboratorio, para así proceder al diseño ejecutivo.

Para elaborar un programa de ensayos que defina de manera confiable los parámetros que intervienen en el comportamiento del suelo, se debe iniciar con la determinación de propiedades índice, ya que éstas permiten inferir, de manera general, el comportamiento del subsuelo, debido a la posibilidad de correlacionarlas con las propiedades mecánicas y extrapolarlas a las zonas que ocupa el proyecto. La obtención del contenido de humedad y la clasificación del suelo a través de un análisis granulométrico son de vital importancia, ya que las citadas propiedades están íntimamente ligadas a estos parámetros.

Los límites de consistencia (principalmente Límite Líquido y Límite Plástico) y el contenido de finos de un suelo permiten definir la plasticidad del mismo. Conociendo estos parámetros se puede plantear, de manera aproximada, la consistencia de un suelo,

su resistencia al corte y es posible tener una idea de sus características de Esfuerzo-Deformación.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en las determinaciones arriba mencionadas, se procede a la elección del tipo de ensayos mecánicos para la determinación de las diferentes características que presenta y que rigen su comportamiento bajo las condiciones futuras de trabajo. En lo que respecta a los ensayos estáticos, éstos pueden ser de compresión triaxial (en sus diferentes modalidades), de compresión axial no confinada, de torcómetro y de consolidación unidimensional. Gracias a estos ensayos es posible obtener las curvas de esfuerzo-deformación, de compresibilidad, los parámetros de deformabilidad y la ley de resistencia de los materiales.

Todos los ensayos se realizarán a las muestras inalteradas, previamente obtenidas por los procedimientos mencionados en el apartado anterior. Los procedimientos de ensaye, al igual que las determinaciones se harán conforme a lo asentado en el Manual para Ensayos de Suelos de la S.A.R.H. Los ensayos dinámicos se llevarán a cabo conforme a los procedimientos establecidos por sus diferentes autores.

Cuando el sitio en el que se va a desplantar presenta una gran resistencia, como la zona de lomerío (zona I), los trabajos de laboratorio se reducen de manera considerable. En México, el ensaye más utilizado en este tipo de materiales es el de Compresión Simple, aunque también se acostumbra los ensayos triaxiales.

Para cada ensaye mecánico deberán especificarse las presiones e incrementos de las mismas a los cuales serán sometidas las probetas. Dichas presiones deberán abarcar el rango de esfuerzos que se aplicará al suelo, por lo que es muy importante determinar previamente el estado de esfuerzos en el sitio y la magnitud de las cargas que actuarán en éste debido a la obra.

2.4 Instrumentación.

Con la finalidad de conocer la evolución de los niveles piezométricos y los desplazamientos del suelo en el lugar de la obra, así como cualquier modificación que pudiera existir en el sitio o en sus colindancias, se recurre a la colocación de instrumentos que nos permiten registrar dichos fenómenos antes, durante y después de la construcción de la obra.

PIEZOMETROS

Para conocer las condiciones hidrodinámicas del subsuelo y determinar la distribución de los esfuerzos neutrales y efectivos a diferentes profundidades, se instalan estaciones piezométricas, que adicionalmente permiten seguir los procesos de consolidación debida a la aplicación superficial de cargas, bombeo de mantos acuíferos, evaporación adicional, etc.

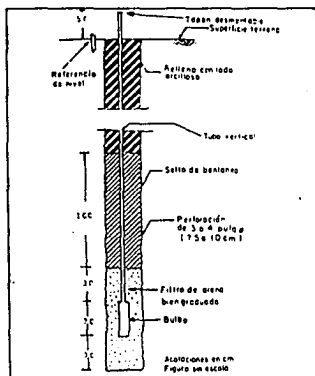


FIGURA 11. PIEZOMETRO ABIERTO

Además, en cimentaciones que requieran una extracción del agua del nivel freático, estos dispositivos permiten evaluar la eficiencia del sistema de bombeo.

Para suelos permeables, la presión de poro puede determinarse fácilmente con piezómetros abiertos (tipo Casagrande), pues todo cambio de presión hidrostática produce un cambio casi simultáneo del nivel piezométrico. En un suelo impermeable se requiere que un instrumento reaccione de manera instantánea, sin necesitar un movimiento significativo del volumen de agua contenida en los poros

del depósito que lo rodea, esto se logra mediante el uso de piezómetros eléctricos o de celda neumática.

El piezómetro seleccionado para un propósito dado, debe ser el más simple de todos los que satisfacen los requerimientos del problema. Para una elección adecuada del piezómetro, se necesita un conocimiento detallado de las condiciones del subsuelo y de la forma en que se produce el flujo de agua, dicha elección se hace en base a los requerimientos físicos del lugar y al retardo hidrostático; es decir, al tiempo que necesita la instalación para ajustarse al cambio de presión de poro.

Las estaciones piezométricas deben observarse periódicamente durante un tiempo mínimo de 4 meses, debido a que las lecturas aisladas son poco confiables.

BANCOS DE NIVEL

En las zonas Geotécnicas II y III, en las que ocurren hundimientos regionales en la superficie del terreno, se instalan Bancos de Nivel Profundos, con el fin de conocer dichos hundimientos. Estos dispositivos constan de un elemento rígido (pilote de punta) apoyado firmemente en un estrato que no siga el hundimiento regional y deben ubicarse lejos de cimentaciones profundas que se apoyen en el mismo estrato donde se instalen los bancos.

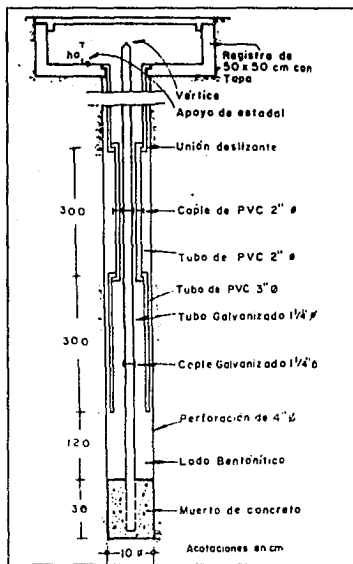


FIGURA 12. BANCO DE NIVEL PROFUNDO

Para determinar los movimientos verticales en el fondo de las excavaciones se puede utilizar el Banco de Nivel Flotante o Superficial, el cual está integrado por un tubo de longitud igual a la profundidad de instalación del banco, en su parte inferior tiene un mortero de concreto con un cople de unión y en la parte superior presenta un tapón para nivelación. La profundidad de la

instalación deberá corresponder con los estratos que presenten las deformaciones más importantes y se instalarán al menos dos bancos superficiales en las obras. Las mediciones realizadas por estos dispositivos se referencian a un banco de nivel profundo si está instalado en zona II ó III y en una mojonera de concreto si está en zona I.

INCLINOMETROS

Son tubos-camisa flexibles que sirven para conocer los

desplazamientos horizontales de la masa del suelo cercana a la excavación a diferentes profundidades. Por medio de un péndulo electrónico se indica la desviación del tubo-camisa respecto a la vertical, esto permite conocer los desplazamientos en suelos duros e inferir de manera general la tendencia del movimiento en suelos blandos, pues la rigidez del tubo es mucho mayor que la de este tipo de suelos.

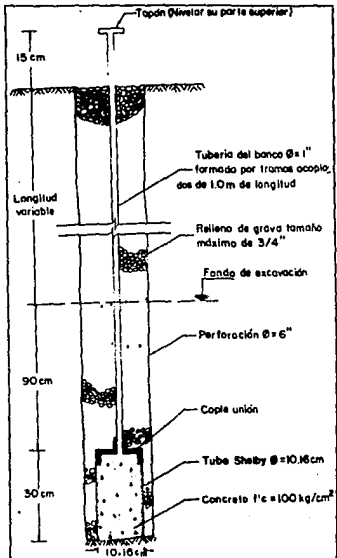


FIGURA 13. BANCO DE NIVEL FLOTANTE

Existe otro tipo de referencias para observar el desplazamiento del suelo, tal es el caso de las líneas de colimación, también se puede inferir por medio de apoyos topográficos y relaciones geométricas o trigonométricas.

El programa de observaciones de desplazamientos verticales y horizontales, así como de las elevaciones piezométricas del agua del subsuelo durante y después de la construcción de la cimentación, servirá para asegurar el comportamiento estimado del diseño y, en su caso, para realizar algunas correcciones que sean pertinentes.

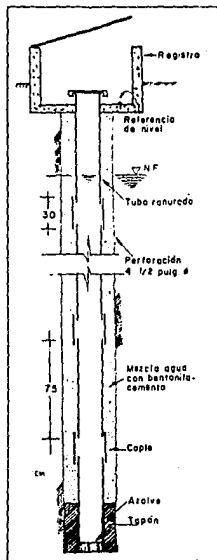


FIGURA 14. INCLINOMETRO

2.5 Análisis de Resultados

INTERPRETACION DE RESULTADOS

En base a los resultados de campo y de laboratorio se determinará, en primera instancia, la zona geotécnica en que se

ubica el proyecto y por ende, la problemática de la región.

En la zona I el subsuelo está constituido básicamente por suelos duros y cementados, por lo que el perfil estratigráfico presentará características que denoten la resistencia al esfuerzo cortante del material, la posible presencia de discontinuidades, fracturas, fisuras, cavernas y, ocasionalmente, estratos arenosos sueltos pues éstos generan colapsos porque estuvieron sujetos a explotación en el pasado. Cabe aclarar que esta zona, cuando no existen los accidentes geológicos arriba mencionados, es la que representa el menor costo y riesgo en la solución de cimentaciones.

Debido a que en esta zona es común el uso de exploración con métodos indirectos, para la obtención de información segura, se requiere que los estudios realizados estén avalados por experiencia, tanto por parte del que lo realizará, como de la persona que lo interpretará.

Un perfil típico de zona II, como el de la Figura No. 15, en términos generales permite observar la existencia de erraticidad, es decir, la variación de los estratos en cuanto a espesor y propiedades mecánicas, también informará sobre la posible presencia de grietas superficiales. En este caso, la problemática principal del lugar en relación con los puentes son los hundimientos diferenciales, las variaciones de capacidad de carga y el cambio en

la distribución de esfuerzos en los puntos en estudio. Es por esto que un perfil estratigráfico debe definir los sitios que presenten estratos que tengan similitud en las características antes mencionadas, para así utilizar éstos como apoyo a las estructuras y asegurar un buen comportamiento futuro en la cimentación proyectada.

En la zona III, un perfil como el de la figura No. 16, que presente abatimiento en los niveles piezométricos, altos contenidos de humedad, baja resistencia y grandes espesores de material compresible, llevará a la conclusión de que la problemática principal del sitio serán los hundimientos regionales y la baja capacidad de carga. Es por esto, que la solución de cimentación para un puente dado, será necesariamente intermedia o profunda, en la que se deberá determinar con precisión los parámetros de resistencia y deformación de los estratos en que influye la obra.

La presencia de materia orgánica en cualquier zona es un aspecto que debe tomarse en consideración, pues representa una influencia en este tipo de proyectos, debido a que estos suelos presentan comportamiento impredecible y pueden resultar dañinos para los materiales que se utilizarán en la construcción de la cimentación.

aspecto que debe tomarse en consideración, pues representa una influencia en este tipo de proyectos, debido a que estos suelos presentan comportamiento impredecible y pueden resultar dañinos para los materiales que se utilizarán en la construcción de la cimentación.

En base al perfil estratigráfico, condiciones hidráulicas y a la medición de propiedades y características dinámicas de los estratos del subsuelo, se determinará el período natural dominante de la masa de suelo y los desplazamientos que experimenten los estratos en el sitio durante un evento sísmico.

En los ensayos mecánicos se requiere especial atención en la observación de datos importantes, tales como: contenido de humedad, grado de saturación, nivel de esfuerzos, peso volumétrico, densidad relativa, etc.; ya que variaciones en éstos pueden generar errores en la interpretación. Para ensayos dinámicos, aunado a los datos anteriores, es necesaria la verificación del nivel de deformaciones durante la prueba, así como de la aplicación de esfuerzos cortantes y de confinamiento.

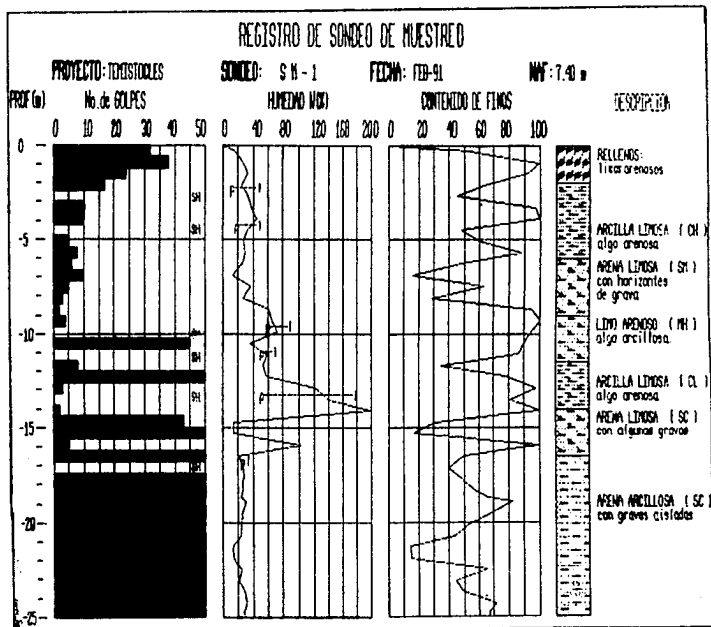


FIGURA 15. PERFIL TIPO DE ZONA II (TRANSICION).¹

¹ Perfil estratigráfico realizado por Exploraciones, Estudios y Proyectos, S.A. de C.V., (Calle Tecnistocles, Polanco).

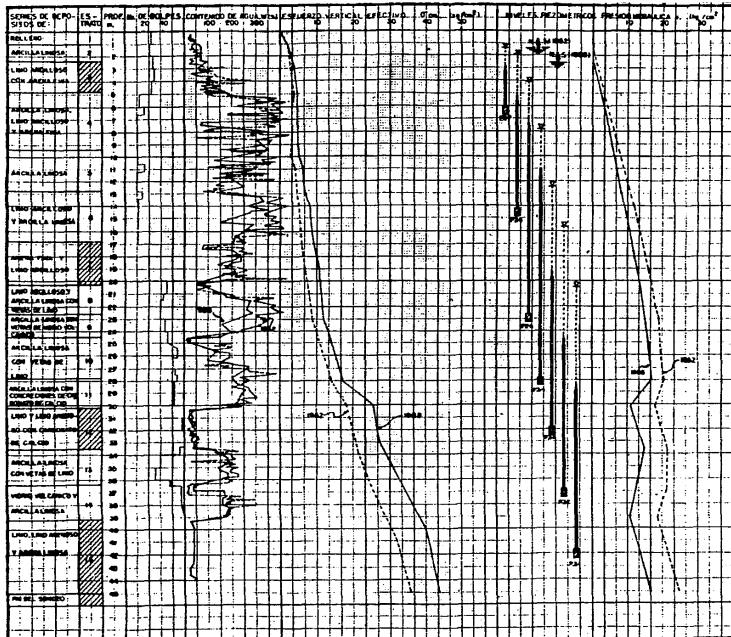


FIGURA 16. PERFIL TIPO DE ZONA III (LAGO).³

³ Perfil estratigráfico realizado por L. Zeevaert (1968). (Estación La Fragua, Ignacio Ramfrez No. 10).

PRESENTACION DE RESULTADOS

Para una interpretación de los resultados de campo y ensayos de laboratorio realizados, los registros que contengan la información se deben realizar de manera cuidadosa y clara, de tal manera que suministren información objetiva, ya que una inadecuada interpretación de ésta conduce al fracaso o encarecimiento de la obra.

Las condiciones del subsuelo deben mostrarse en un resumen de los resultados obtenidos, representados en una hoja que contenga el perfil estratigráfico con la descripción de las formaciones principales y condiciones hidráulicas, complementado con valores numéricos representativos de las propiedades mecánicas del subsuelo.

Los datos de todas las observaciones deben reunirse en forma tabular en la que cada columna exprese el significado exacto de la cantidad representada, teniendo especial cuidado en las unidades manejadas. Estos datos pueden ser graficados, para así servir de ayuda en la formación de una idea más clara del comportamiento observado o en la suposición del comportamiento futuro.

CAPITULO 3

**TIPOS MAS COMUNES DE CIMENTACIONES
EN PUENTES VEHICULARES**

th

3.1 Introducción

Para la selección del tipo de cimentación debe realizarse un estudio completo de los factores del entorno y de la compatibilidad de las condiciones del subsuelo con la cimentación propuesta. Los factores que revisten mayor importancia en este tipo de proyectos son:

- La capacidad de carga admisible por el suelo.
- La compatibilidad de los asentamientos diferenciales y totales con el tipo de cimentación seleccionada, el tipo de estructura y las demandas arquitectónicas del proyecto.

La especificación de los asentamientos (diferenciales y totales) se debe estudiar cuidadosamente para cada problema. Estos deben tener una magnitud máxima tal que no dañe a la estructura ni a las obras circundantes, dichos asentamientos pueden variar en amplios rangos, dependiendo de las limitaciones del proyecto en cuestión, construcciones adyacentes, instalaciones y afectaciones públicas.

En primera instancia se desechan los tipos de cimentaciones que sean inadecuados para el proyecto y se consideran sólo las opciones más factibles; se estudia su comportamiento y se determina

la solución más económica que satisfaga todos los requerimientos para los que fue proyectada.

3.2 Criterios para la Selección de Cimentaciones

Para poder decidir con un criterio técnico y económico sobre un tipo de cimentación, se debe considerar lo siguiente:

INFORMACION SOBRE EL PROYECTO

- a) Cargas dinámicas y estáticas que actuarán sobre la superestructura.
- b) Tipo de estructura y superestructura, respecto a la flexibilidad y posibilidad de permitir asentamientos.
- c) Asentamientos diferenciales permitidos entre los apoyos, estribos y áreas cargadas, además del desplome permanente máximo, concerniente a los propósitos del proyecto.
- d) Restricción de los asentamientos totales con respecto al proyecto mismo y con relación a las construcciones adyacentes.
- e) Estudio de las condiciones de cimentación de las construcciones adyacentes; cargas y asentamientos que éstas pueden absorber sin sufrir daños durante y después de la construcción del puente.

CARACTERÍSTICAS DEL SITIO Y ENTORNOS.

- a) **Estratigrafía.**
- b) **Condiciones hidráulicas del subsuelo durante el desarrollo del proyecto y su evolución durante la vida útil del puente. Hundimiento regional.**
- c) **Propiedades mecánicas de esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los materiales del subsuelo hasta una profundidad donde se estime que la influencia de la excavación, las cargas en cimentación y el tipo de ésta sean despreciables.**
- d) **Conocimiento de las propiedades dinámicas del suelo para estimar sus desplazamientos y aceleraciones en conjunción con las de la cimentación y la estructura del puente durante algún evento sísmico.**

Con esta información se decide el tipo de cimentación más conveniente para el puente y se deberá justificar su economía para proceder a los siguientes estudios:

- **Análisis de estabilidad de la cimentación para determinar su capacidad de carga. Estabilidad de la excavación desde un punto de vista mecánico e hidráulico.**
- **Análisis de los desplazamientos horizontales y verticales producidos por las excavaciones, expansión del fondo de las mismas, desplazamientos**

laterales y asentamientos subsecuentes que tengan lugar durante y después de la aplicación de carga sobre el terreno.

- Análisis del comportamiento de la cimentación debido a la inducción de fuerzas sísmicas.

3.3 Tipos más comunes de Cimentación en Puentes

ZAPATAS AISLADAS

Son elementos formados por una base rígida cuadrada o rectangular de concreto armado que transmiten la carga al terreno con una presión compatible con las propiedades del suelo, es decir, en un depósito que presente una adecuada capacidad de carga. En estos elementos la relación largo/ancho no debe exceder de 1.5. Las dimensiones de la zapata se determinan en base a la capacidad de carga estimada del terreno y a la descarga de la columna; su nivel de desplante se rige por el carácter del subsuelo y por las sollicitaciones a las que estará sometida.

Debido a que este tipo de zapatas trabajan de manera independiente, se requiere que los asentamientos diferenciales entre las mismas no rebasen los límites admisibles. Estos asentamientos pueden reducirse seleccionando apropiadamente el área de las zapatas aisladas y, ocasionalmente, utilizando la rigidez de

la superestructura, aunque se debe considerar que la estructura no debe tomar esfuerzos secundarios considerables inducidos por los asentamientos diferenciales de la cimentación, excepto en casos muy especiales.

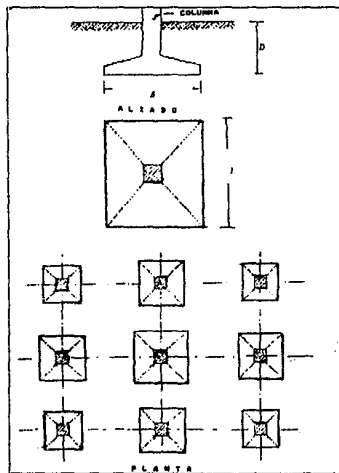


FIGURA 17. ZAPATAS AISLADAS

Esta clase de cimentaciones se utiliza generalmente en zonas de baja compresibilidad, como la zona I y en construcciones en las que los asentamientos diferenciales pueden ser controlados por la

flexibilidad de la estructura u otros factores incluidos en el diseño de la misma.

ZAPATAS CORRIDAS

Cuando se requiere restringir de manera más severa los asentamientos diferenciales entre las columnas soportadas por zapatas, y el proyecto se encuentra ubicado en zona I, se recomienda el uso de zapatas corridas, las cuales son elementos resistentes que ligan a las columnas con contratraveses de cimentación, limitando los asentamientos diferenciales por medio de su rigidez.

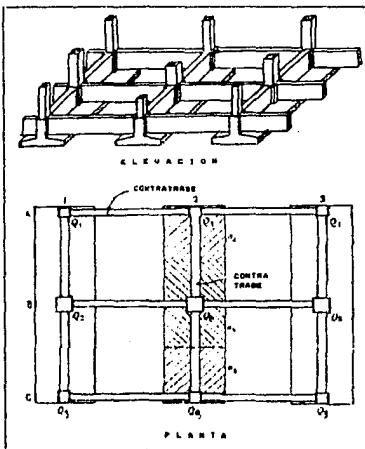


FIGURA 18. ZAPATAS CONTINUAS

La selección de las contratraveses y la dirección en la que se colocarán depende de la aplicación de las cargas en las columnas y de los requerimientos funcionales concernientes al diseño

estructural y arquitectónico del proyecto. Cuando existan cargas muy grandes o cuando el proyecto requiera rigidez en ambas direcciones, se pueden colocar contratraveses en los dos sentidos.

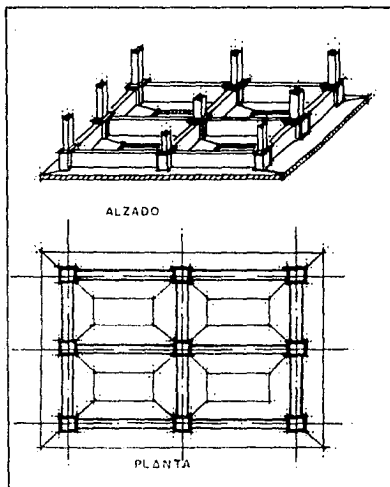


FIGURA 19. ZAPATAS CONTINUAS EN AMBAS DIRECCIONES

LOSAS DE CIMENTACION

En caso de que la magnitud de las carga sea tan grande que las zapatas corridas ocupen cerca del 50% del área de la planta

proyectada, es más económico utilizar una losa continua que abarque la totalidad del área mencionada.

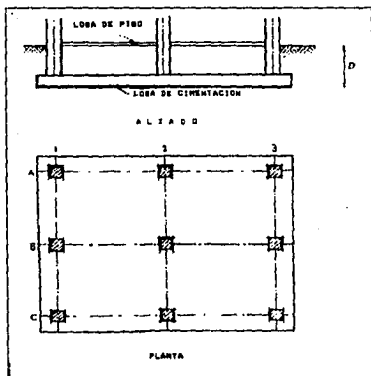


FIGURA 20. LOSA DE CIMENTACION

Con esta solución la carga total se asumirá uniformemente distribuida y se evaluará la capacidad de carga admisible del terreno; los asentamientos diferenciales se calculan en base a la rigidez que presenten las contratrabes y la losa de cimentación. La flexibilidad permite obtener una mayor economía, pero en el caso de los puentes, los desplazamientos diferenciales están restringidos, por lo que la losa de cimentación debe presentar la rigidez necesaria para evitar éstos.

Las soluciones citadas anteriormente corresponden a cimentaciones de tipo superficial y en el caso de la Ciudad de México éstas son utilizadas en puentes que se ubican en la zona I y, ocasionalmente, en zona II.

CIMENTACIONES PARCIALMENTE COMPENSADAS CON PILOTES DE FRICCIÓN

Este tipo de cimentación se utiliza en depósitos de gran espesor que presenten alta y muy alta compresibilidad. Dicha solución se lleva a cabo mediante un cajón monolítico de concreto reforzado, cuyo principal objetivo es desalojar el material existente con la finalidad de aliviar el peso que se le aplicará al terreno y, con el uso de pilotes de fricción se reforzará la parte superior del suelo, en la que existe gran compresibilidad y baja resistencia al corte, tal como en los depósitos de la zona III; de este modo la carga se transmite a los estratos más profundos que, en general, presentan mayor resistencia y menor deformabilidad.

Los asentamientos totales de este tipo de cimentación dependen, en gran medida, de la forma en que se hincarán los pilotes, su espaciamiento, su longitud, procedimiento utilizado para realizar las excavaciones y control de las condiciones hidráulicas del subsuelo, para el cual se debe seguir el concepto del mínimo cambio en los esfuerzos efectivos.

El funcionamiento óptimo de los pilotes se logra cuando se hincan antes de hacer la excavación, para que trabajen con fuerzas de tensión durante la realización de ésta, con la finalidad de preservar el estado confinado original de esfuerzos en el subsuelo. Como se ha mencionado, en la zona de Lago (III) esta solución ha sido la más común, debido a que, por una parte, es posible reducir los asentamientos en los puentes y, por la otra, permite seguir el hundimiento regional del sitio y así evitar la formación de desniveles abruptos o escalones en las rampas de aproximación.

PILOTES DE PUNTA

Se utiliza este tipo de cimentación cuando las cargas transmitidas al suelo son mayores que aquéllas que pueden ser tomadas por superficie o por una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción. Para ello, se requiere encontrar un estrato profundo que tenga baja o muy baja compresibilidad y gran resistencia al esfuerzo cortante, en el cual los pilotes puedan estar apoyados firmemente. Existen dos casos principales en los que se usan pilotes de punta:

- El primer caso se presenta cuando el estrato duro, de rigidez conveniente, descansa sobre materiales de compresibilidad media, como en la zona del Lago Centro (III).

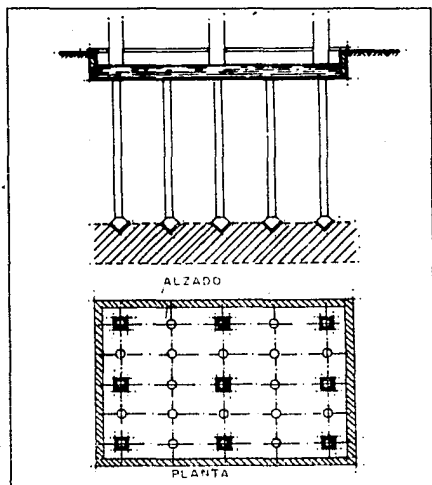


FIGURA 22. PILOTES DE PUNTA

En este caso, se suscitan tres problemas principales: la elección del lugar donde se apoyarán los pilotes (estrato firme), la determinación de la presencia de capacidad de carga segura por parte del estrato subyacente compresible y la certeza de que los asentamientos estarán dentro de los valores admisibles para el correcto funcionamiento de la cimentación y, por ende, del puente.

- El segundo caso se lleva a cabo cuando el desplante de los pilotes de punta se hace en un estrato firme de baja compresibilidad que se localice a una cierta profundidad y se extiende hacia abajo, tal como en el caso de la zona II.

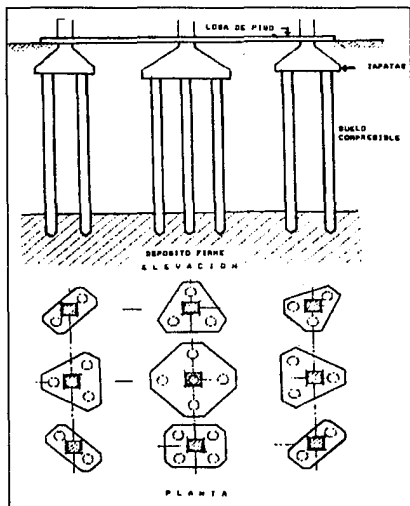


FIGURA 23. GRUPOS DE PILOTES DE PUNTA

Cuando se presenta este caso, generalmente las columnas descansan en zapatas aisladas, soportadas por grupos de pilotes, ya que este sistema aporta ventajas económicas.

La capacidad de carga de los pilotes depende principalmente de las propiedades mecánicas y resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos en los que están hincados, del espaciamientos entre ellos, de la profundidad de desplante en el estrato firme, así como de la densidad relativa y confinamiento de dicho estrato.

PILAS

Las pilas de cimentación son elementos rígidos de sección circular y se utilizan para soportar cargas sumamente grandes (500 tons. o más) en depósitos de suelo situados a cierta profundidad y que presentan muy baja compresibilidad (zona II). Su capacidad de carga es función de las propiedades mecánicas de los depósitos del suelo que están debajo de la base de la pila, del esfuerzo de confinamiento y de la densidad relativa del estrato cargado.

El procedimiento utilizado para realizar la excavación y la forma en que se manejan las condiciones hidráulicas del sitio influyen de manera importante en la capacidad de carga y en el diámetro de la base de la pila, así como en los asentamientos que presentará esta cimentación.

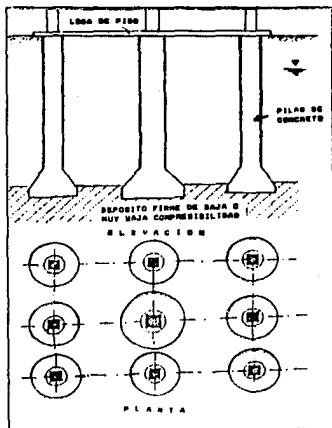


FIGURA 24. CIMENTACION A BASE DE PILAS

Este tipo de soluciones pertenece al grupo de cimentaciones profundas y se utilizan, como se ha mencionado, en las zonas geotécnicas II y III. Excepcionalmente, cuando el proyecto estructural lo requiere, se utilizan las pilas en zona I.

Cuando se utilizan pilotes de punta o pilas, deberá evaluarse la pérdida de capacidad de carga como consecuencia del fenómeno de fricción negativa.

En el caso de que se utilice este tipo de elementos rígidos en zonas sísmicas para soportar cargas a través de estratos de alta o muy alta compresibilidad (como en la Cd. de México), es necesario investigar el efecto y la magnitud del movimiento horizontal debido a sismos, al igual que la inducción de fuerzas laterales sobre las pilas o pilotes originadas por dichos movimientos.

CAPITULO 4

PROYECTO EJECUTIVO

4.1 Generalidades

Para la elección del tipo y geometría de la cimentación es necesario seguir un proceso, partiendo de que se tiene un conocimiento adecuado de las condiciones del subsuelo mencionadas en los capítulos anteriores, de la geometría del puente, de la magnitud de las descargas y de las diferentes solicitaciones a que estará sujeto éste durante su construcción y vida útil. Una vez conocidos estos aspectos se procede a la realización de un levantamiento topográfico a detalle del sitio, el cual deberá enfatizar las restricciones por colindancias así como las instalaciones y servicios públicos existentes en la zona de influencia.

El diseño estructural del sistema de cimentación y el proceso de construcción del mismo deben hacerse compatibles con las excavaciones, control de asentamientos y presiones hidráulicas durante la construcción de éste, por lo que el análisis de desplazamientos indicará el procedimiento de excavación, así como la manera de aplicar las cargas para obtener las mínimas deformaciones y cumplir con los requerimientos impuestos para los asentamientos.

Analizados los elementos mencionados se procede a la propuesta de solución de cimentación, se estudia su economía y se hace la elección definitiva ("Proyecto Ejecutivo") que satisfaga,

tanto técnica como económicamente, todas las necesidades del proyecto.

4.2 Procedimiento de Análisis y Diseño del Puente " Municipio Libre "

Este puente se encuentra ubicado en el cruce de la Avenida Municipio Libre con Calzada de Tlalpan, tiene una longitud total de 469 m. y una altura máxima de 9 m., presenta un claro máximo de 52 m., la superestructura del mismo es de concreto presforzado, su construcción se concluyó en el mes de abril de 1991; sus características geométricas así como ubicación y forma de la cimentación se representan en la figura No. 25.

De acuerdo al perfil estratigráfico obtenido con sondeo de cono eléctrico (figura No. 26) y a las NTCDC-87, el sitio de interés se encuentra ubicado en zona III (Lago); presenta un espesor compresible del orden de 22 m.

Una vez determinada la zona geotécnica se discretizó el perfil en estratos que presenten características similares; para este caso particular se consideraron 10 estratos, los cuales aparecen en la figura No. 26. La instalación de piezómetros y pozos de observación permitió localizar el nivel freático a una profundidad promedio de 2.50 m.

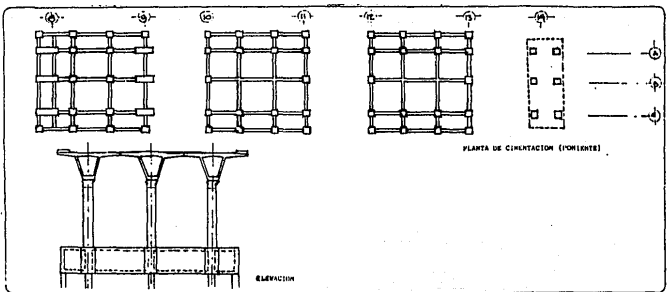
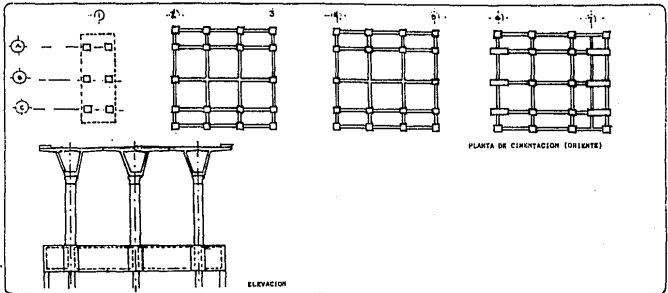
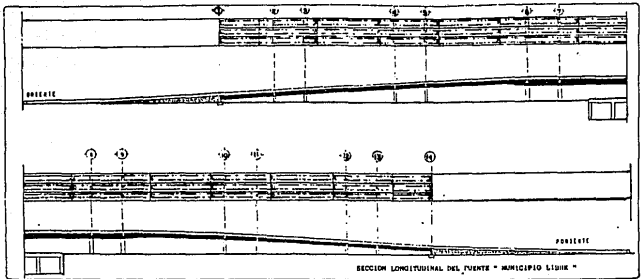


FIGURA 25. PUENTE "MUNICIPIO LIBRE"

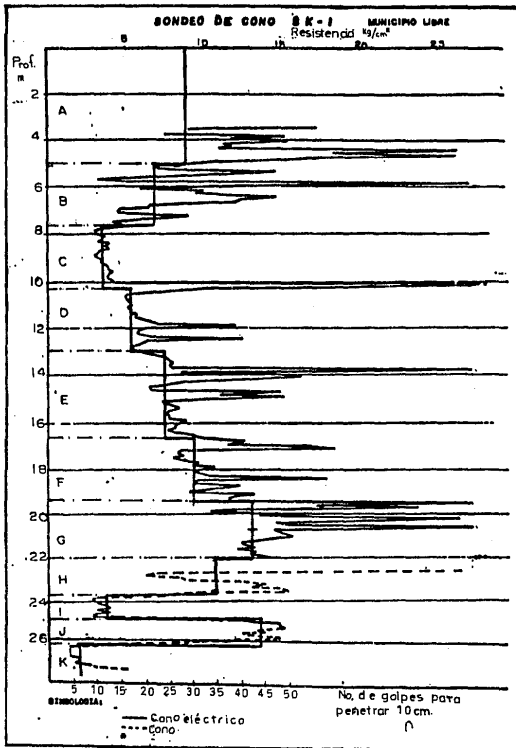


FIGURA 26. SONDEO DE CONO ELECTRICO EN EJE MUNICIPIO LIBRE Y CALZ. TLALPAN

La velocidad del hundimiento regional en el sitio es del orden de 5 cm/año', la vida útil del puente se estimó en 50 años, por lo que el hundimiento en ese lapso será de 2.50 m.

La conjunción del espesor compresible, la magnitud de las descargas, el hundimiento regional y la geometría de la estructura obligan a una solución capaz de permitir al puente seguir la subsidencia y que los asentamientos provocados por éste no excedan de 15 cm., de lo contrario es posible la presencia de irregularidades en la superficie de rodamiento que desencadenen en malestares al usuario, obien, se pueden inducir esfuerzos secundarios no considerados en el diseño de la estructura capaces de originar algún problema.

De acuerdo a las premisas expuestas se llegó a la conclusión de que la solución más factible sería una cimentación parcialmente compensada con pilotes de fricción. Se analizó esta solución proponiendo dimensiones de los elementos que la forman y revisándolas de tal forma que se obtuviera la más adecuada (tanto técnica como económicamente).

A continuación se describe el procedimiento de análisis y diseño del sistema de cimentación 2-2 (figura No. 25), que consta de un cajón de cimentación y 20 pilotes prefabricados de fricción.

* DGCCH. PLANO 31 (Asentamientos promedio por año en el período 1963-1989)

CAJON DE CIMENTACION

El cajón de cimentación consiste en losa de fondo, losa tapa y retícula de contratrabes, fabricadas a base de concreto reforzado colado en sitio. Dicho cajón fue concebido para formar una estructura que pueda ser considerada como infinitamente rígida. Las dimensiones del mismo son las siguientes: 2.20 m. de peralte, 13.60 m. de largo y 11.94 m. de ancho (figura N. 27).

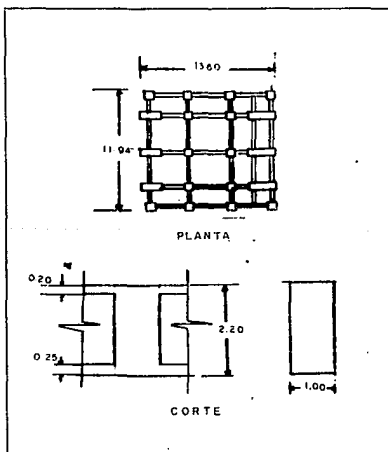


FIGURA 27. CAJON Z-2

El peralte del cajón es función de los claros, descargas y reacciones que se presenten en la base de la estructura, aunado a estas consideraciones, dicho peralte debe ser capaz de proporcionar la rigidez requerida al cajón para que pueda ser considerado como infinitamente rígido y suministre la mayor compensación posible.

Para el análisis de la retícula se supusieron resortes independientes cuya deformación es proporcional a la presión con que reacciona el suelo en el punto en cuestión; se infirió una distribución de presiones bajo la losa basada en el estudio de Mecánica de Suelos, con la presión neta inferida se determinaron los hundimientos en el suelo y se revisó que no excedieran los admisibles, posteriormente se modeló el cajón con una retícula de contratrabes que unen las columnas, sometidas las primeras a una carga axial en los puntos nodales y a una carga uniformemente distribuida en la longitud de las mismas. Por último, se realizó un análisis de la retícula, la cual quedó en equilibrio global bajo las cargas externas, asegurando de este modo la seguridad de la obra.

Evaluada la retícula de contratrabes se analizaron las losas que formaron al cajón para poder compensar el peso. La dimensión del peralte del cajón fue también resultado de la búsqueda de economía, facilidad y velocidad en los procesos constructivos, por lo que se pensó ubicarlo a una profundidad en la que el nivel freático no causara graves problemas en las excavaciones (figura

No. 28).

Debido a que en las descargas a la cimentación existe un momento permanente de 780 T-m y en suelos compresibles es importante que la resultante de cargas permanentes de la estructura coincida con el centro geométrico de la cimentación con el fin de evitar inclinaciones en la construcción, se vio la necesidad de hacer excéntrico el cajón para lograr la coincidencia de dichos puntos.

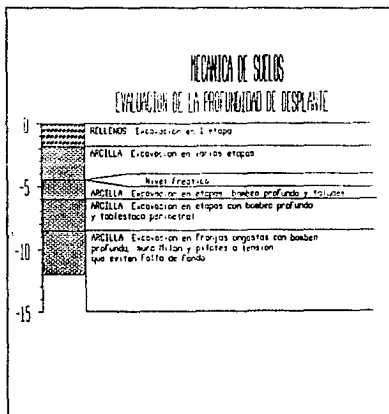


FIGURA 28. PROCEDIMIENTOS DE EXCAVACION DE ACUERDO A LA PROFUNDIDAD

PILOTES DE FRICCION

La longitud de los pilotes se determinó en base al peralte del cajón, espesor compresible del sitio, hundimiento regional y asentamiento por consolidación, dando como resultado pilotes de 16.50 m de largo, ubicados a una profundidad de 18.00 m. Se consideraron 15.50 m para trabajo y 1 m para descabece y anclaje al cajón.

Análisis de capacidad de carga

La capacidad de carga última por fricción de los pilotes se calculó en base a la fricción desarrollada en todo el perímetro de los mismos para cada estrato, utilizando la teoría de Terzaghi. Del estudio de Mecánica de Suelos resultaron las cohesiones siguientes en los estratos:

ESTRATO	Ci (T/m)	di (m)
A	4.5	2.80
B	5.3	2.45
C	2.9	2.65
D	4.8	5.70
E	5.7	3.80
F	7.0	1.20
G	5.5	2.60
H	1.7	1.70

Se obtuvo la capacidad por punta de la siguiente manera:

Perímetro: $Pp = 0.50 \times 4 = 2 \text{ m.}$

Capacidad de Carga: $qf = Ci \times di$

$$qf = 2 [(4.5 \times 2.80) + (5.3 \times 2.45) + (2.9 \times 2.65) + (4.8 \times 2.70) + (5.7 \times 3.80) + (6.9 \times 1.20)]$$

$qf = 150 \text{ Ton/pilote.}$

Considerando un factor de reducción de 0.70 (NTCDCC-87), resultó una capacidad admisible (qa) igual a 105 ton/pilote.

La capacidad por punta se calculó de acuerdo a la teoría de Skempton, modificándola de acuerdo a las NTCDC-87 y resultó igual a 5 ton/pilote, por lo que se despreció en el análisis.

Las descargas de diseño (de acuerdo al Análisis Estructural) para condiciones estáticas fueron: 1261 Ton. con un momento permanente en sentido longitudinal de 780 Ton-m.

Por otra parte, el peso del cajón de cimentación resultó de 393 ton., compensando 630 Ton. Los pilotes pesaron 90 Ton. y el peso del relleno se estimó en 78 Ton., obteniéndose una carga total igual a 1822 Ton., por lo que la carga a tomar por los pilotes fue de: $q = (1822 \times 1.4) - 630 = 1920.80 \text{ Ton.}$, con lo que se observa que se necesitan 19 pilotes; con el fin de proporcionar simetría se colocaron 20.

En el análisis dinámico se consideró una carga de 1120 Ton, (debido a la reducción de la carga viva) con lo que la carga de trabajo del pilote se estimó en (qaa) 55.60 Ton. Posteriormente se revisó que los momentos máximos en ambos sentidos debidos al evento sísmico no excedieran la capacidad de carga de los pilotes ni generaran tensiones en éstos. Esta revisión se efectuó tomando en cuenta el 100% del momento actuante en una dirección más el 30% del momento que actúa en la dirección ortogonal y se consideró que el cajón descansa sobre apoyos elásticos correspondientes a cada pilote. Aunado a estas consideraciones, se utilizó un factor de reducción por carga sísmica de acuerdo a las NTCDC-87.

Análisis de desplazamientos

En base a la distribución de los pilotes, geometría del cajón y magnitud de las descargas (carga muerta + carga viva reducida) se determinó el eje neutro del pilote igualando la qaa con la $C_i \times d_i$, con lo que se obtuvo una longitud de fricción igual a 5.05 m. y la profundidad del eje neutro fue de 12.95 m. (figura No. 29).

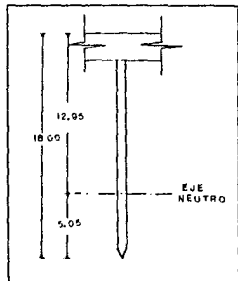


FIGURA 29. UBICACION DEL EJE NEUTRO

Con esta información se realizó el diagrama de esfuerzos, el cual está representado en la figura No. 30.

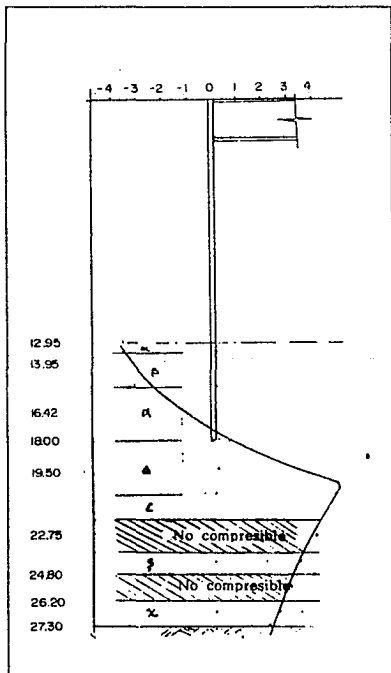


FIGURA 30. DIAGRAMA DE ESFUERZOS DEL PILOTE

A partir de esta determinación se calculó el incremento de esfuerzos en el subsuelo. Una vez obtenida esta información y la correspondiente a las curvas de compresibilidad se calcularon los asentamientos de acuerdo con el espesor, incremento de esfuerzos y coeficiente de cambio volumétrico de cada estrato subyacente al eje neutro en el que influya la cimentación.

Dichos asentamientos resultaron, para el centro de la cimentación, del orden de 6 cm. y a la fecha (mayo de 1991) se ha medido una deformación acumulada del puente aproximadamente igual a 4.5 cm., con lo que se observa la compatibilidad de los asentamientos calculado y medido.

Para igualar los asentamientos del puente a los de los estribos con la finalidad de ofrecer una operación óptima, fue necesario remover parte del material existente en el sitio y colocar en su lugar camas de tezontle que aligeraron el sitio e hicieron posible la compatibilidad de deformaciones.

En lo que se refiere al período de vibración natural del terreno y desplazamientos en la superficie que pudieran ser causados por eventos sísmicos, se calcularon en base a las propiedades dinámicas del subsuelo (Módulo de Cortante, G ; Relación de Poisson, ν ; Velocidad de transmisión de onda, V_s), determinadas en base a los estudios realizados por el ing. Mario

Benhumea León.³

Con los tópicos expuestos anteriormente fue diseñada la cimentación del puente en cuestión y siguiendo éstos es posible extender los criterios del procedimiento de análisis y diseño a cualquier tipo de cimentación en cualquier suelo del D.F.

³ Benhumea León, Mario. "Estudios Geofísicos del Valle de México". C.F.E. México, D.F. 1968.

CAPITULO 5

ASPECTOS CONSTRUCTIVOS

85

5.1 Investigación de Campo

Debido a la importancia que reviste un puente, es necesario iniciar los trabajos de construcción habiendo realizado previamente una minuciosa investigación de campo que indique los principales aspectos a considerar para proceder a la ejecución del proyecto.

Dicha investigación requiere la coordinación de los organismos públicos a los que competa la obra con la empresa encargada de la realización del proyecto. Motivo por el cual es de suma importancia una buena comunicación entre ambas partes, pues en esta etapa suelen generarse pérdidas de tiempo que provocan el incumplimiento del programa de obra, redundando en un encarecimiento de la misma.

Los resultados de la investigación mencionada definirán el tipo de despalme a realizar, la posible modificación a obras existentes, el probable retiro de obstáculos que interfieran en los trabajos de construcción de la obra o en su operación, la delimitación de la zona de trabajos, las características de las construcciones adyacentes y las precauciones que se deben considerar para evitar dañarlas, el desvío del tránsito, el lugar en el que se asentará la maquinaria, etc. Una vez establecidas las condiciones anteriores, se procede a los trabajos propios de la construcción de la cimentación.

5.2 Ejemplo: Procedimiento Constructivo de la Cimentación del Fuente " Municipio Libre "

I. DESPALME

Con la finalidad de iniciar los trabajos de cimentación, se retiraron las estructuras superficiales que obstaculizaban la realización del proyecto tales como carpeta, banquetas y guarniciones existentes y se procedió a la reubicación de los objetos que pudieran interferir al proyecto, para este caso particular, esos objetos fueron, en su mayoría, árboles, postes y anuncios propagandísticos.

II. DESVIO DE OBRAS Y SERVICIOS EXISTENTES

Una vez realizada la acción anterior se procedió al desvío de las obras que obstruían al proyecto, en el cual hubo la necesidad de reubicar ductos de agua potable, colector del drenaje, cable alimentador del trolebús, así como postes y líneas de la C.F.E. y Telmex sin interrumpir el suministro de los servicios mencionados a los vecinos de la zona. Cabe mencionar que en esta etapa generalmente se presentan algunos problemas de coordinación y tiempos muertos debido a la necesidad de trámites con las distintas Dependencias responsables de tales obras o servicios y que es posible la modificación del proyecto debido a las restricciones de reubicación de las obras en cuestión; tal fue el caso del cajón Z-2 pte.

III. PERFORACION PREVIA

Con la finalidad de guiar, facilitar y acelerar el proceso de hincado de los pilotes, al igual que de proteger las estructuras colindantes se realizó una perforación previa , que en este caso fue de 5.50 a 6.00 m. (espesor de la costra superficial) y con un diámetro del orden de 75% del pilote (figura No. 31). Dicha acción sirve también para evitar daños a los pilotes por un golpeteo excesivo en los tramos duros de la superficie del suelo, además restringe el bufamiento y agrietamiento del terreno en el área de la cimentación al impedir que la masa del suelo desplazada por el pilote oponga una fuerte resistencia al ser hincado éste.

Los sitios exactos donde se realizaron las perforaciones se determinaron con topografía de precisión, marcándolos con estacas para agilizar las maniobras inherentes a este proceso y disminuir la probabilidad de error en la ubicación de los pilotes.

En esta etapa es imprescindible, por parte de los responsables de supervisión, la detallada revisión de la posición de las perforaciones, con la finalidad de evitar una errónea ubicación de los pilotes.

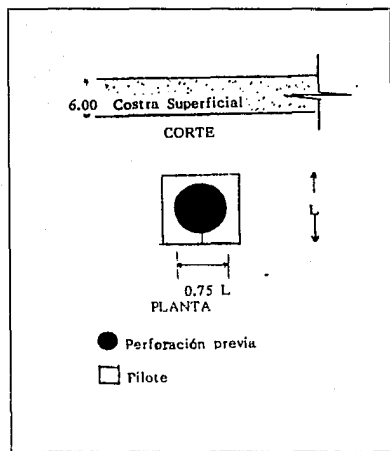


FIGURA 31. PERFORACION PREVIA

IV. HINCADO DE PILOTES

Como se ha establecido, la instalación de los pilotes debe realizarse de tal forma que se garantice su integridad estructural y se alcance la interacción proyectada con el suelo, pues es de capital importancia el correcto funcionamiento de éstos, con estas consideraciones se siguieron y se recomienda seguir las siguientes recomendaciones:

- a) Todos los pilotes estarán perfectamente limpios y su cabeza será perpendicular al eje del mismo para evitar una distribución no uniforme de fuerzas de impacto.
- b) No se hincarán aquellos pilotes que presenten agrietamientos o fisuras.
- c) Los pilotes aceptados se marcarán con la finalidad de llevar un registro del número de golpes necesarios por cada metro de hincado.
- d) Los pilotes se izarán cuando adquieran por lo menos el 75% de su resistencia.
- e) La cabeza del pilote deberá acoplarse al gorro del martillo y en la parte del contacto se colocará un colchón de madera.
- f) El peso del martillo (tipo DELMAC D30-13 ó similar) y del pilote deben cumplir con una relación entre 0.3 y 0.5 para evitar daños en el último y obtener una mayor eficiencia (en caso de utilizar martillo de acción sencilla la relación antes mencionada deberá ser de 0.5). La altura de caída debe mantenerse en un rango de 0.75 a 1 m.

- g) Es necesario cuidar la verticalidad del pilote antes de iniciar el proceso de hincado y durante éste.

- h) Los pilotes dañados durante el hincado se removerán y serán sustituidos por otros en perfecto estado; cuando esto no sea posible o cuando el pilote esté mal ubicado, se extraerá la parte superior, de tal modo que el fondo de la subestructura quede ubicado por lo menos a 3 m. de distancia con respecto al nivel superior del pilote.

- i) No se suspenderá el hincado de cada pilote hasta que la punta alcance la profundidad de proyecto.

- j) Una vez hincado cada pilote se obtendrá el nivel de la cabeza, verificándolo al final del hincado de todos los pilotes.

- k) Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación en la planta de cimentación, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes del hincado y el nivel de la cabeza inmediatamente después del mismo.

- l) La desviación angular máxima permitida del pilote

será del 4% de la longitud total.

En esta cimentación se emplearon seguidores con la finalidad de que el pilote alcanzara la profundidad de proyecto (18.00 m.). Así mismo, fue confinada el área de la cimentación hincando en primera instancia los pilotes de la periferia para conservar los estados de esfuerzos originales del subsuelo y evitar bufamientos en el terreno (figura No. 33).

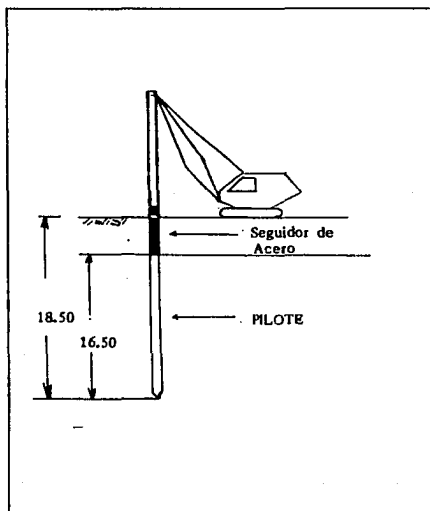


FIGURA 32. COLOCACION DE PILOTES

La correcta realización de esta etapa es de vital importancia, ya que un pilote desviado o mal ubicado, además de encarecer la cimentación puede causar el funcionamiento incorrecto de ésta o dañar las obras alojadas en el suelo.

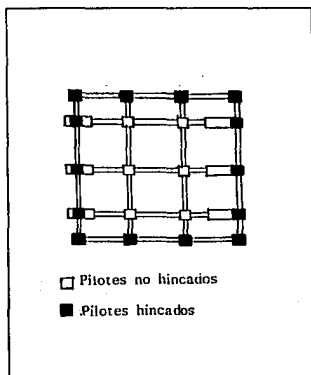


FIGURA 33. SECUENCIA DEL HINCADO

V. EXCAVACION PARA EL CAJON

Una vez hincados todos los pilotes del cajón, se procedió a la excavación del área del mismo, adicionándole 50 cm. en la periferia para facilitar los trabajos propios de la construcción de éste. La excavación mencionada se realizó en una sola etapa hasta la

profundidad de proyecto (2.50 m.). Simultáneamente a ésta se procedió al descabece o demolición de 1 m. de los pilotes, correspondiente a la longitud mínima de anclaje proyectada. Una vez descabezados los pilotes se colocó una plantilla de concreto pobre de 5 cm. de espesor, que tiene por objeto evitar la contaminación del concreto del fondo (figura No. 34).

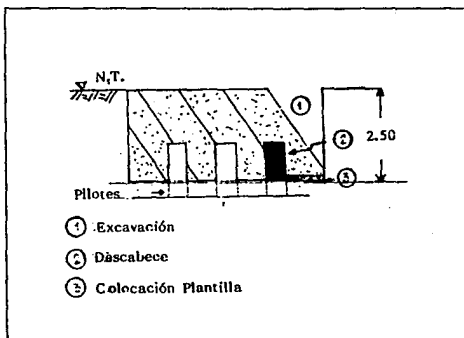


FIGURA 34. EXCAVACION Y DESCABECE

VI. CONSTRUCCION DEL CAJON

Finalizada la etapa anterior, se procedió a colocar el armado de la losa de fondo y de las contratraves, anclándolas a los pilotes (figura No. 35).

Realizados estos trabajos y cimbradas las contratraves, se coló la losa junto con la parte de éstas que llega hasta el paño inferior de la losa tapa (figura No. 36). Posteriormente, se cimbró la losa tapa y se colocó su armado de tal forma que quedó ligado al de las contratraves, para así asegurar un comportamiento uniforme del cajón. Por último, se colaron éstas, dejando registros para extraer la madera que sirviera de cimbra.

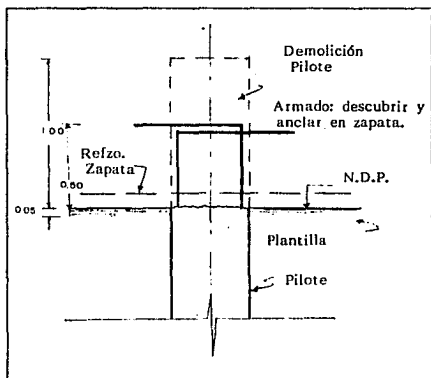


FIGURA 35. ANCLAJE DE PILOTE AL CAJON

VII. AFINE Y RELLENOS LOCALES

Por último, se procedió al afine y relleno de la excavación con material limo-arenoso (tepetate), compactado al 85% Proctor Estándar, en capas de 20 cm. de espesor máximo (figura No. 36), nivelando el terreno para proceder a la construcción de la superestructura del puente y finalizar con la obra referente a la cimentación de la estructura.

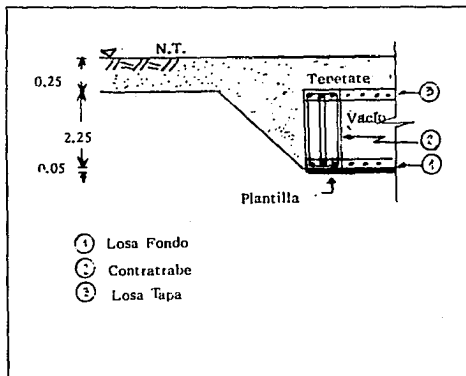


FIGURA 36. CONSTRUCCION DEL CAJON

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Con la finalidad de conocer el comportamiento que presentan los diferentes tipos de suelos y causas que lo producen se han realizado diversos tipos de Estudios Geotécnicos, a través de los cuales se ha elaborado una Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México, la cual clasifica a los suelos de acuerdo a su similitud de propiedades y origen.

En base a esta Zonificación y con los estudios específicos de Mecánica de Suelos es factible inferir el comportamiento que presentará el suelo bajo determinadas solicitaciones para así proponer una solución de cimentación que satisfaga al proyecto tanto técnica como económicamente.

Debido a la importancia que reviste la construcción de puentes vehiculares se hace necesario un Estudio Geotécnico detallado del sitio en el que se ubicarán éstos.

Es importante resaltar que en la medida en que un puente se desplante en un suelo altamente resistente y poco deformable, el porcentaje del costo de la cimentación con respecto al proyecto disminuye de manera considerable.

Así pues, de acuerdo a las particulares características que presentan los diversos suelos asentados en la Ciudad de México se requieren distintas soluciones de cimentación, capaces de acoplarse a las necesidades inherentes del sitio en el que se ubicarán y a sus entornos, con el objeto de asegurar el funcionamiento óptimo del puente proyectado ya que ésta y la estructura forman un sistema. Una cimentación que no cumpla con estas características, puede llevar al fracaso de la obra y generar gastos superfluos; es por ello que surge la necesidad de conocer lo más fidedignamente posible las características que rigen el comportamiento de la masa del suelo en cuestión, así como la información correspondiente al proyecto (página 50).

Con la finalidad de obtener una mejor respuesta estructural de la cimentación se debe buscar la simetría de la misma.

En todo proyecto de cimentaciones para puentes se debe conocer la capacidad de carga admisible por el suelo y se deben hacer compatibles los movimientos diferenciales del puente con respecto a los de los estribos con la finalidad de asegurar una superficie de rodamiento pareja y continua, capaz de ofrecer un servicio de calidad óptima al usuario; para lograrlo se debe obtener la información más certera en cuanto a depósitos de distinta clase, identificar constituyentes principales y obtener propiedades físicas de éstos.

El muestreo y las pruebas realizadas a las muestras de suelo obtenidas deben realizarse, al igual que ser supervisados por un profesional que conozca y maneje adecuadamente las técnicas y procedimientos que se siguen para llevarlos a cabo. Los resultados de éstos se deberán presentar lo más clara y explícitamente posibles, habiendo sido minuciosamente revisados.

La interpretación de los resultados también debe ser llevada a cabo por un experto en la materia, que conozca la problemática del sitio y sea capaz, en caso dado, de detectar alguna anomalía o situación dudosa en estos resultados con el fin de asegurar que lo allí asentado servirá para inferir de manera confiable las características y comportamiento del suelo.

Debe considerarse que los resultados de las pruebas convencionales en el laboratorio pueden no ser conservadores, por lo cual deben ser empleados con precaución y debe utilizarse la experiencia local de campo para investigar la aplicabilidad de dichos resultados.

El ingeniero proyectista trabaja, en la mayoría de los casos, conforme al Reglamento (en este caso NTCDC-87), por lo cual sería provechoso introducirse al mismo y analizarlo desde la formación profesional.

De igual manera, en la etapa de formación se deben dar los elementos para desarrollar una actitud crítica del entorno, con la finalidad de mejorar el ámbito de la construcción. Para lograr esta propuesta, sería óptimo combinar más intensamente la práctica con las teorías que se ofrecen en la universidad, ya que esto ayuda a obtener una visión más familiarizada, dando pauta a considerar situaciones que muchas veces son confusas o difíciles de captar o simplemente aspectos que, por causa de esa falta de visión, pasan desapercibidos.

La solución de cimentación elegida necesariamente debe satisfacer de forma adecuada los requerimientos de seguridad y confiabilidad para los que fue proyectada; así como ofrecer la mejor opción en cuanto a su economía. Tomando en cuenta que no será una única construcción, sino que forma parte de un sistema y como tal, se tiene que apegar a los demás componentes del mismo.

De acuerdo a esto, se proyectará una cimentación que, en la medida de lo posible, no presente graves problemas constructivos, ya que éstos decrementan la economía esperada.

No existe una secuencia que arroje una solución única del problema, por lo que el criterio del proyectista y su experiencia son esenciales en la realización de este tipo de proyectos.

El ingeniero debe ir a la vanguardia y actualizarse en cuanto a técnicas, productos y materiales novedosos que puedan mejorar la economía de la obra, acelerar los procesos constructivos y mejorar la calidad de la obra, la cual debe ser siempre objetivo primordial en todo trabajo.

Es indudable que la parte más importante en la realización de todo trabajo es el hombre y que cada vez se trabaja con un mayor grado de especialización, por lo que aumenta el número de participantes en un proyecto dado, dando como resultado la necesidad de trabajar en equipo. Es por ello que se debe fomentar desde período formativo el trabajo en grupo, el análisis y la discusión de opiniones, para así conformar la idea que será realizada. Por lo asentado se hace obvio el papel que juega la coordinación de los distintos participantes en el proceso de la construcción.

El procedimiento constructivo debe ser tal que asegure el cumplimiento de las consideraciones adoptadas para el análisis y diseño de la cimentación. Es preciso valorar los eventos que intervienen en la construcción para prestar mayor atención en aquéllos que resulten críticos, tanto por su economía como por su influencia en las consideraciones de diseño.

La supervisión de la construcción constituye un elemento de importancia primordial, ya que con ésta se asegura la calidad del

proceso constructivo y la confiabilidad del mismo. Debe ser lo suficientemente basta como para asegurar que la realización de la obra se basa en los principios establecidos por el proyectista y debe estar al pendiente de cualquier avance con la finalidad de evitar situaciones que propicien pérdidas de tiempo y aumento de costos, tales como: ubicación incorrecta de pilotes, secuencias incorrectas tanto de hincado como de excavaciones, alteraciones de materiales, procedimientos incorrectos, utilización de materiales fuera de especificaciones, etc. También se debe asegurar que las estimaciones correspondan a los trabajos realizados.

Los criterios de análisis y diseño asentados en el presente trabajo son válidos para cualquier solución de cimentación en la Ciudad de México, teniendo en cuenta las teorías pertinentes para cada tipo de suelo. Inclusive, la validez de estos criterios se puede extender para puentes vehiculares urbanos en cualquier lugar cuya problemática principal sea semejante a la aquí expuesta.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

JUAREZ BADILLO / RICO RODRIGUEZ

"Mecánica de Suelos". Tomo I

Ed. LIMUSA. Tercera Edición.

México, D.F., 1986.

TERZAGHI, K. / PECK, R.

"Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica"

Ed. EL ATENEO, S.A. Segunda Edición.

Mexico, 1973.

ZEEVAERT, L.

"Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions"

Robert E. Krieger Publishing Company, Inc.

New York, 1973

PECK, R. / HANSON, W. / THORNBURN T.

"Ingeniería de Cimentaciones"

Ed. LIMUSA. Primera Edición.

México, D.F., 1982

TAMEZ, E. / SANTOYO, F. / MOOSER, F. / GUTIERREZ, C.

"Manual de Diseño Geotécnico"

COVITUR. D.D.F.

México, D.F., 1987.

"Manual de Exploración Geotécnica"

Secretaría General de Obras del D.D.F.

México, D.F., 1988

ARIAS, C. / MEZA, J.

"Apuntes de Geotecnia II"

U.N.A.M.

BENHUMEA, M. / VAZQUEZ A.

"Estudios Geofísicos del Valle de México"

C.F.E.

México, D.F., 1988

Memorias del Simposio "El Subsuelo y la Ingeniería de
Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México"

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

México, D.F., 10/03/1978.

"Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México"

D.D.F.

México, D.F., 1987.

"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de
Cimentaciones"

D.D.F.

México, D.F., 1987.

MELI, R.

"Diseño Estructural"

Ed. LIMUSA. Primera Edición

México, D.F., 1985.

"Manual de Diseño de Obras Civiles"

Sección B, capítulo 2

C.F.E.

México, D.F., 1983.

pci JOURNAL

Precast/Prestressed Concrete Institute

Vol. 37 N°. 2

Chicago, Illinois.

U.S.A.; March-April, 1992