

DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO "RELACION DE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA CIVIL". LUGAR: CHICHUAHUA, CHIH. 3 Y 4 DE DICIEMBRE DE 1981.

P R O F E S O R E S :

- 1.- ING. ISMAEL SANCHEZ MORA
SUPERVISOR DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
SUBDIRECCION DE GEOTECNIA E HIDROLOGIA,
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA,
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
CUERPO "C", 1er. PISO,
S.A.H.O.P.
MEXICO 12, D.F.
TEL: 519 76 60

- 2.- ING. JESUS CASTILLO AVEITIA
ING. DE ESTUDIOS GEOTECNICOS
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS,
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA,
S.A.H.O.P.
XOLA Y AV. UNIVERSIDAD
CUERPO "C", 1er. PISO,
MEXICO 12, D.F.
TEL: 530 46 77



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA
INGENIERIA CIVIL**

I N S T R U M E N T A C I O N

**ING. ISMAEL SANCHEZ MORA
3-4 DICIEMBRE 1981
CHIHUAHUA**

CONTROL DE CONSTRUCCION E INSTRUMENTACION

Ingeniero Luis Ramírez de Arellano. Asesor Técnico de la Comisión Federal de Electricidad de México. Trabajo presentado al V Seminario de Mecánica de Suelos: Presas de Tierra, realizado en Caracas del 20 al 25 de Septiembre de 1976.

Los dos temas que me ha pedido desarrollar el comité organizador de este seminario revisten gran importancia, especialmente cuando están relacionados a grandes cortinas de tierra y entorpecimiento. Entre otras razones, por la limitación que impone el tiempo disponible para esta charla, he decidido dar preferencia al segundo tema, de gran interés y actualmente se podría decir, en crisis, como veremos más adelante.

Es sabido que la falla de una presa importante constituye el peor desastre que puede ocurrir debido a la acción del hombre en tiempo de paz. Esta consideración nos permite apreciar con una perspectiva correcta la importancia del control de construcción y de la instrumentación, para anticipar y observar el comportamiento de un terraplén destinado a la formación de un embalse importante. Ambos temas están íntimamente ligados entre sí y con la seguridad del terraplén durante su construcción y posteriormente.

CONTROL DE CONSTRUCCION

Me limitaré a algunas consideraciones relativas al criterio general con el que creo debe enfocarse un programa de control de construcción, ya que los detalles están amplia y adecuadamente cubiertos en la literatura.

El control de construcción del terraplén afecta:

- a) Su calidad
- b) Su costo y
- c) El programa de construcción

Los comentarios anteriores hacen ver que la calidad es con mucho la consideración más importante. Sin embargo, debe tenerse en mente que la calidad es importante en función de la seguridad de la presa y que es factible, y ha ocurrido, que se pretenda llevar la calidad más allá de los requerimientos de la seguridad; en tales casos, con una influencia desfavorable en el costo de la obra. También ha ocurrido que un enfoque inadecuado en la planeación y ejecución del control de construcción entorpezca los trabajos y retrase apreciablemente el programa de construcción, hecho que a su vez incide en la economía global del proyecto y, ocasionalmente, en la seguridad de la presa misma, por ejemplo al no alcanzar la cortina niveles adecuados antes

de la temporada de crecientes importantes del río.

Estos conceptos pudieran sugerir que trato de minimizar el papel del control de construcción en el diseño y ejecución de una presa de tierra. Nada más alejado de mis propósitos. Sólo pretendo que se le coloque en el marco adecuado dentro del conjunto de la obra, prevenir contra la frecuente distorsión con que se entoca este tema y propugnar por un sistema que permita maximizar la calidad del producto terminado, minimizando los aumentos de costo y los retrasos al programa de construcción, aplicando tres conceptos que siendo producto del sentido común no son adecuadamente cubiertos por los manuales sobre el tema. Me refiero a los siguientes principios:

- 1) Los problemas deben anticiparse, de ser humanamente posible
- 2) Los problemas deben atacarse en su lugar de origen
- 3) El diseño de la cortina debe proseguir, hasta terminar su construcción

Citaré ejemplos en los que tales principios elementales no son respetados.

Es normal que durante la fase de diseño, antes de redactar las especificaciones de construcción de una cortina importante de materiales térricos, el grupo encargado del proyecto efectúe, o haga efectuar, exploraciones de los bancos de préstamo que en inspecciones preliminares han aparecido como los más convenientes para la construcción.

La revisión de las exploraciones y la clasificación de las muestras obtenidas de ellas ha permitido tipificar la naturaleza y heterogeneidad de los bancos. Se han decidido cuáles son las propiedades físicas "promedio" de los materiales de dichos bancos y un intervalo estimado de variación. Se han determinado en el laboratorio las propiedades mecánicas de muestras representativas de los suelos "promedio" y tal vez de otras muestras a ambos lados del "promedio", estableciendo así un intervalo probable de variación de las propiedades mecánicas.

Con tales armas, el proyectista procede al diseño y análisis de estabilidad de la obra en condiciones correspondientes a las diferentes etapas importantes en la vida de la estructura, tales como: fin de la construcción, primer llenado del embalse, vaciado rápido del mismo, etc. Los análisis respectivos le permiten llegar a un diseño adecuado para todas las condiciones planteadas, con base en las propiedades mecánicas previstas para los materiales.

Durante la etapa de diseño, en la inmensa mayoría de los casos, las limitaciones de tiempo y presupuesto y el desconocimiento previo de circunstancias relacionadas con el programa detallado de construcción, el cual se conocerá sólo después de haber seleccionado al constructor de la obra, ocasionan que aún antes de iniciarse la obra ya resulten inadecuados y/o insuficientes las exploraciones y los estudios de los materiales, previos a la formulación de las especificaciones.

Ante esta situación, en muchas ocasiones no se aplica el primer concepto que mencioné antes, o sea la anticipación o previsión de los problemas. Así, al inicio de la construcción, frecuentemente la fase más crítica, comienza una actividad febril del personal de control de campo, aún no bien integrado como equipo, tal vez con instalaciones de laboratorio incompletas y frecuentemente falta de entrenamiento, tratando de explorar nuevos bancos de préstamo, apreciando sus condiciones de explotación y determinando las propiedades de sus mate-

riales, en un esfuerzo que permita tomar decisiones y por lo tanto el inicio de las actividades constructivas. Si no se previó en las especificaciones la posibilidad de cambio de bancos durante la construcción, el constructor hará demandas económicas adicionales, aún antes de poner a trabajar su equipo en la obra. Se suman una serie de circunstancias desfavorables, pero la mayoría de ellas perfectamente evitables si se actúa con suficiente previsión y si se concede anticipadamente al control de construcción la importancia que reviste. En efecto, los problemas antes mencionados pueden atacarse oportunamente.

Es usual que transcurra un lapso importante entre la terminación de los trabajos de campo y laboratorio necesarios para la preparación de las especificaciones y la iniciación de las actividades en la obra, debido a la necesidad de diversos trámites relacionados con el financiamiento y la adjudicación de la obra a un constructor determinado. Tal vez transcurra más de un año. Dicho lapso debe ser aprovechado por el grupo supervisor de la obra, que siempre debiese emanar de o pertenecer a la misma organización que el grupo proyectista, para construir el laboratorio definitivo de control de construcción, organizar y entrenar al personal del equipo de supervisión, continuar las exploraciones de bancos y canteras de préstamo y ensayar sus materiales. Generalmente, es entonces cuando puede realizarse explotaciones de prueba de las canteras, con objeto de esclarecer la naturaleza del producto de las formaciones rocosas existentes y optimizar los procedimientos de ataque para la obtención de entrocamientos con la mejor granulometría posible. Paralelamente a la explotación de prueba en las canteras, se deben hacer pedraplenes de prueba para estudiar los procedimientos de colocación y compactación de los entrocamientos. También en esta etapa se deben construir terraplenes de prueba con los suelos finos. Si el grupo de supervisión carece de me-

dios para realizar directamente estos trabajos, podrán contratarse, bajo su continua y estrecha vigilancia, independiente y anticipadamente al contrato principal de obra. Se deben considerar estos trabajos previos como un proyecto de investigación aplicada, que requiere gran cuidado en la ejecución, supervisión y análisis de resultados.

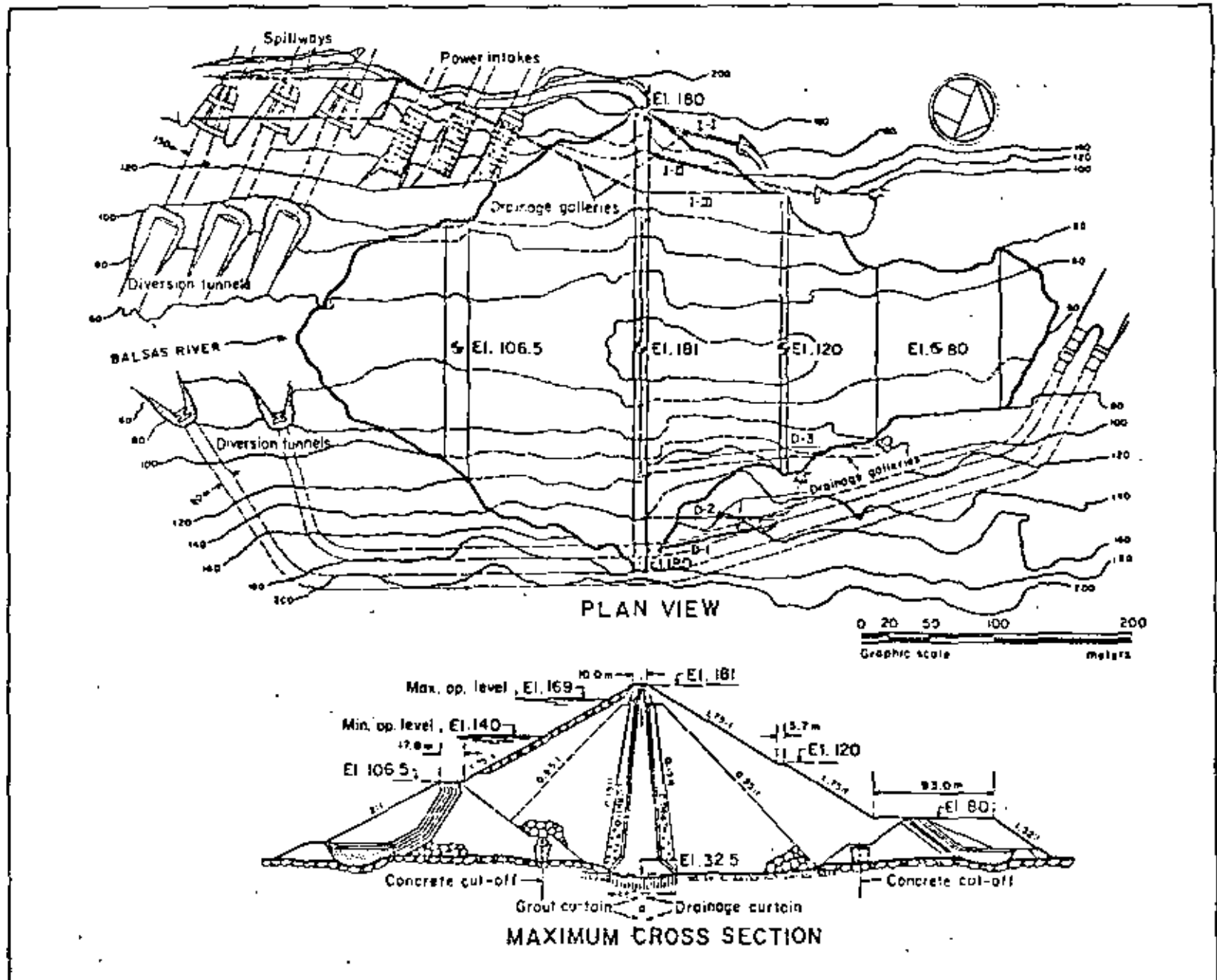
También deberán continuarse las exploraciones de los bancos, ampliando el número de perforaciones en las zonas que se muestren más heterogéneas; se observarán las variaciones estacionales de los niveles freáticos y en el contenido de agua de los materiales. Lo anterior con el fin de precisar mejor la variabilidad de los bancos y anticipar los problemas constructivos que de ella deriven. Además, es conveniente proseguir en esta etapa las exploraciones de la cimentación de la cortina, por medio de perforaciones, galerías y trincheras, según el caso.

Asimismo, conviene en esta etapa localizar nuevas fuentes de abastecimiento de materiales, adicionales a las previstas en las especificaciones. Debe contarse con fuentes de abastecimiento de materiales alternativas, debidamente estudiadas, para prever situaciones de emergencia durante la construcción, tales como inaccesibilidad temporal a determinados bancos de préstamo, por crecientes extraordinarias del río, por fallas de talud que bloqueen caminos de construcción, etc.

En caso necesario, se hacen ajustes a las especificaciones y se introduce en ellas toda la flexibilidad que los resultados de los trabajos subsecuentes aconsejen, previamente a la recepción de las propuestas de los concursantes.

Un subproducto importante de las actividades descritas, anteriores al inicio de la construcción, es que el personal supervisor además de acoplarse como equipo, se familiariza a fondo con los materiales y la obra misma en general. Tal experiencia será de gran valor durante la construcción.

Fig. 1. Presa El Infiernillo. Planta y sección transversal de la cortina—



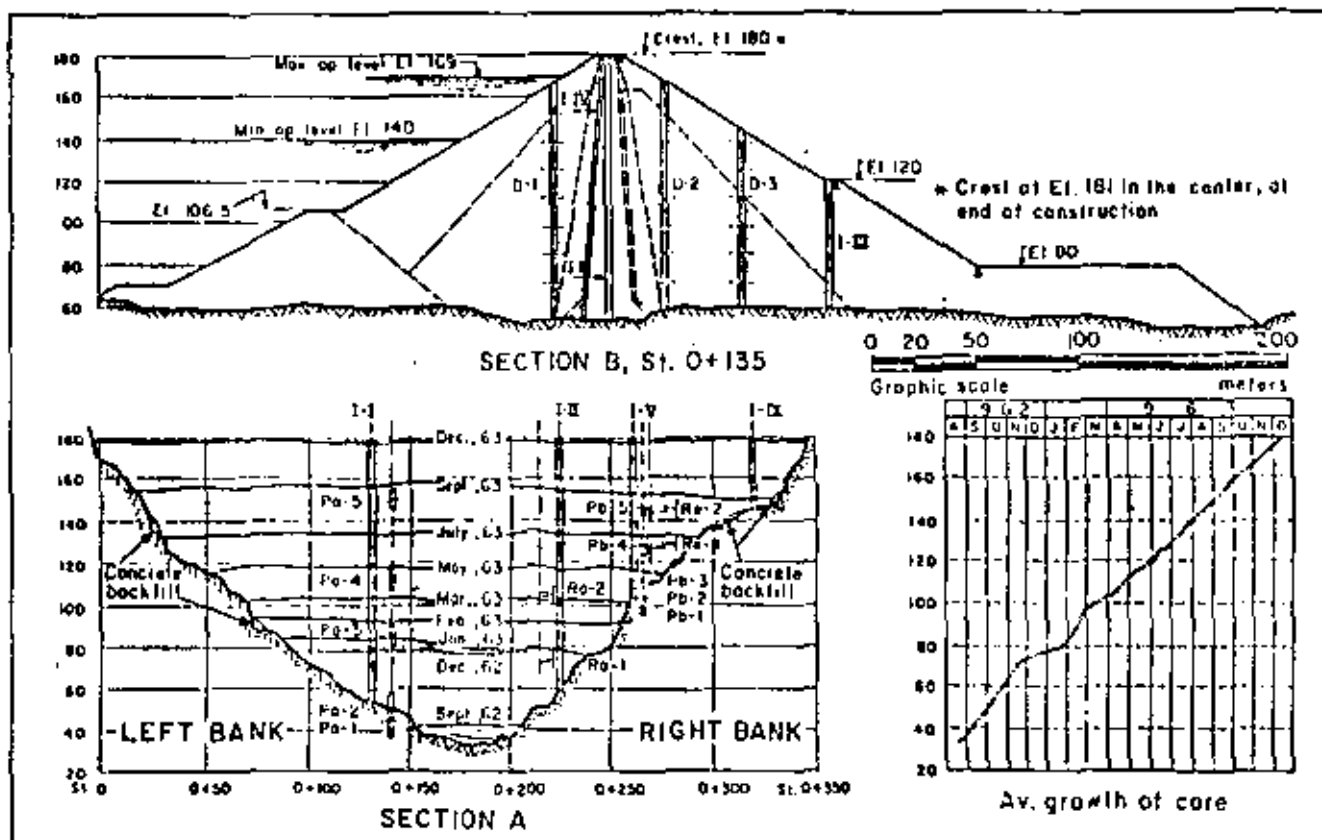


Fig. 3. Secciones transversal y longitudinal; localización de instrumentos. Crecimiento del terraplén con el tiempo

Como otro caso relacionado con la necesidad de atacar los problemas en su fuente, citaré el siguiente: El inspector de campo destacado en el terraplén, debe atender y registrar en forma constante el aspecto de los materiales que depositan los transportes, el contenido de agua, estimado manual y visualmente o bien con algún procedimiento rápido de campo, las maniobras del constructor para extender los materiales, evitando su segregación y controlando adecuadamente el espesor de la capa en estado suelto, el número real de pasadas y la velocidad de desplazamiento de los rodillos de compactación y su comportamiento*, el traslape entre franjas contiguas de compactación, el desnivel máximo entre la superficie de materiales contiguos, la liga adecuada-

* El comportamiento del rodillo a través del proceso de compactación es muy ilustrativo para el inspector destacado, respecto a las características del material, su contenido de agua y el progreso del proceso de compactación.

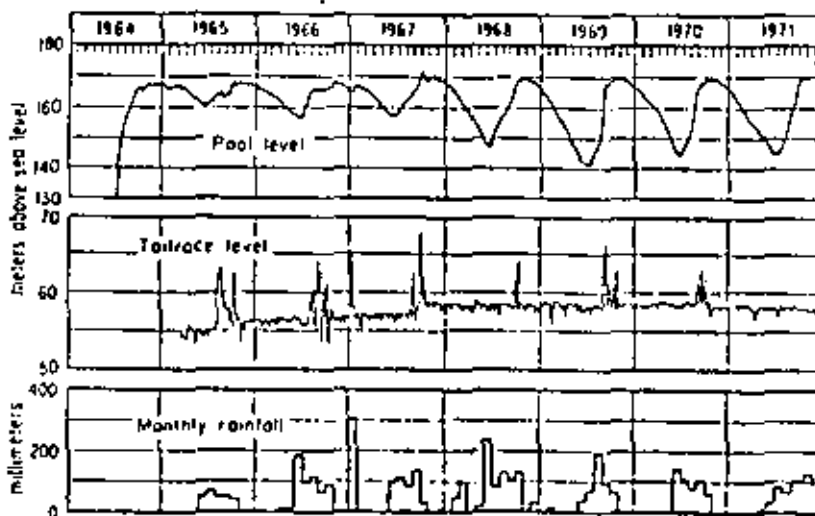


Fig. 4. Niveles del embalse El Infiernillo. Niveles de desfogue de las turbinas. Precipitación pluvial, 1964-1971

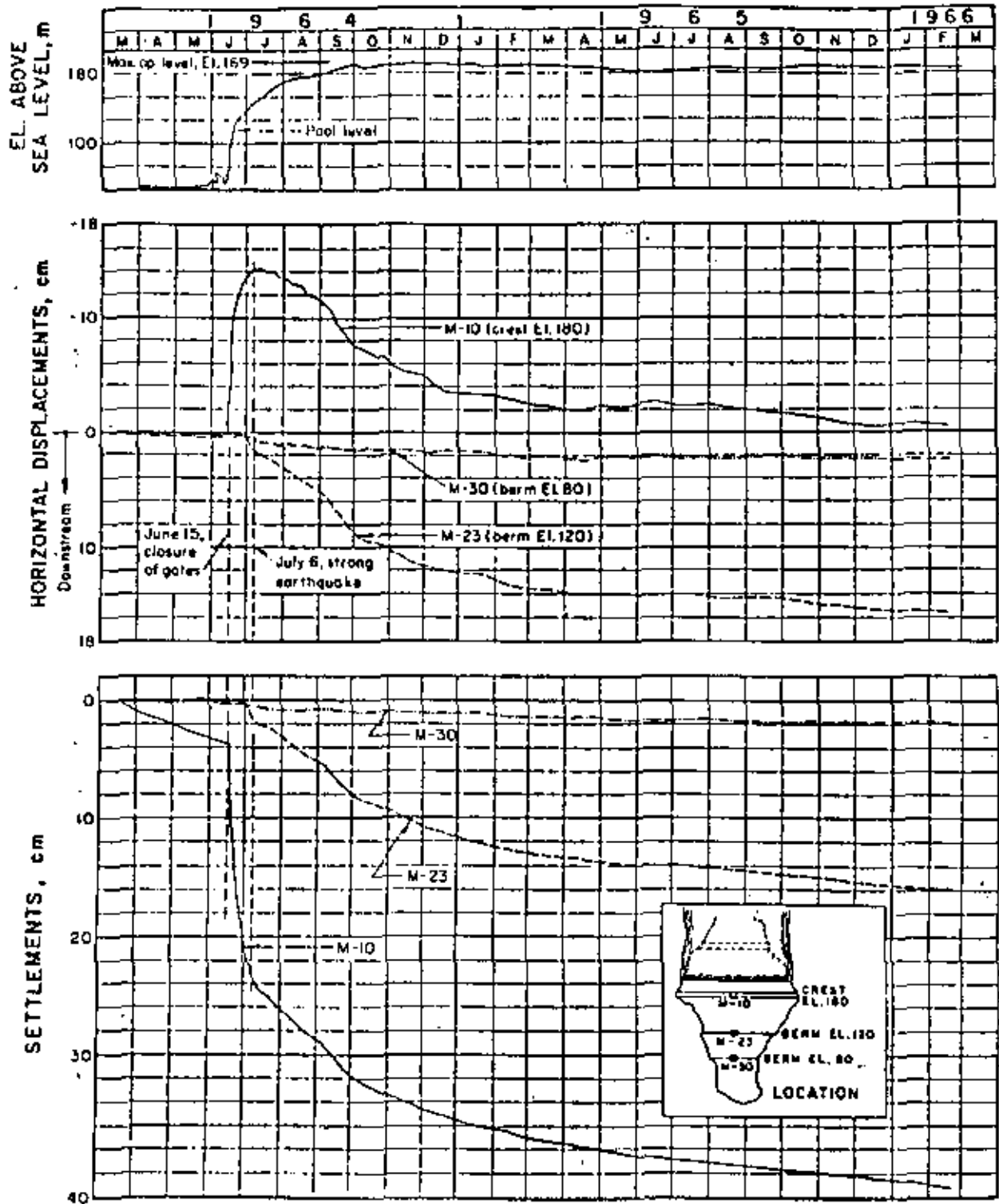


Fig. 5. El Infiernillo. Desplazamientos horizontales y perpendiculares al eje de la cortina y asentamientos; mujoneras próximas al centro de la boquilla

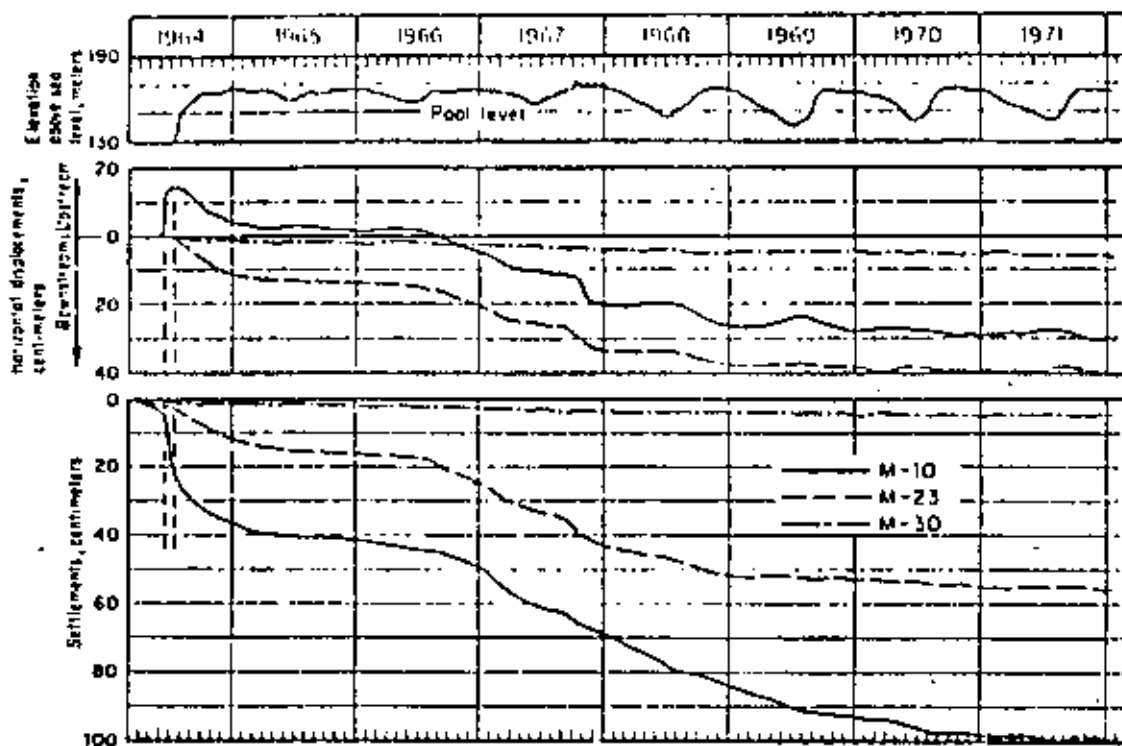


Fig. 6. Desplazamientos horizontales y asentamientos. Puntos centrales en la corona, berma y plataforma

da entre capas subsiguientes del mismo material, etc.

Si el inspector tiene un concepto erróneo de la finalidad de las pruebas de control, puede caer en la tentación de descuidar la vigilancia continua de las actividades del contratista en el terraplén y suponer que los resultados de dichas pruebas sistemáticas llamarán la atención respecto a cualquier deficiencia y permitirán corregirla. En algunos casos tendrá razón al suponer la posibilidad de tomar acción correctiva, pero esta no será oportuna e involucrará desperdicio de tiempo y dinero. Sin embargo, en muchos casos la deficiencia pasará desapercibida. Reitero la necesidad de atacar los problemas en su frente.

Los dos ejemplos anteriores ilustran la necesidad imperiosa de que el personal supervisor tenga una buena preparación básica y entrenamiento práctico previo, especialmente en mecánica de suelos. Desgraciadamente, con frecuencia el personal de supervisión es el peor pagado en la obra.

Es necesario que dicho personal y en particular los inspectores de campo tengan y sientan el respaldo total del ingeniero residente de la obra. De no ser así, después de la primera controversia que tengan con el constructor en la que no sean apoyados por el residente, perderán todo estímulo para inspeccionar con cuidado en el futuro, ya que su superior les ha demostrado que su trabajo carece de la importancia que ellos le atribuyan. El constructor a su vez tomará nota y la calidad de la obra sufrirá.

El tercer principio, la necesidad de que el diseño de la cortina prosiga hasta terminar la construcción, fue ya enfatizado por Karl Terzaghi. Aún en condiciones ideales, debe reconocerse que el proyectista procede al diseño inicial de la cortina, el cual sirve de base a los documentos de la licitación, con información necesariamente incompleta. El cúmulo de información adicional obtenida en el lapso comprendido entre la preparación de las especificaciones y el inicio de la

construcción y en el transcurso de ésta, invariablemente hace aconsejable y aún indispensable introducir cambios en los diseños originales. Los planes del constructor y las circunstancias imprevisibles que se presentarán durante la ejecución, tales como cambios en la geometría y naturaleza de la cimentación con respecto a lo previsto, lluvias excepcionales, avenidas extraordinarias en el río, etc., introducen otras variables al problema. Para poder afrontar esta situación cambiante, se requiere comunicación y coordinación excelentes entre supervisor y proyectista y además, que éste viaje a la obra con frecuencia, tanta más cuanto mayores sean las diferencias entre lo previsto y la realidad. Para que la retroalimentación al proyectista de las circunstancias que se plantean durante la construcción sea efectiva, él y el supervisor deben interactuar sin reserva alguna y por lo tanto deben permanecer a la misma organización. Cualquier controversia entre ambos sería ruinosa para el producto final. Lo anterior también hace ver la importancia de que en las especificaciones se prevean posibilidades de cambios a la

sección del terraplén y a los procedimientos de construcción, durante el desarrollo de la misma.

A modo de ejemplo, mencionaré el proyecto de la cortina El Infiernillo, construida en el río Balsas de México entre 1960 y 1963. Nos enfrentamos entonces a la necesidad de construir un terraplén provisto de corazón delgado central, con información muy deficiente respecto a las propiedades de sus enrocamientos. En base a dicha información se realizó el diseño para el inicio de la construcción. Paralelamente se diseñó y construyó equipo, inexistente entonces, para ensayar los enrocamientos en especímenes de tamaño adecuado. La información requerida se obtuvo poco antes de alcanzar la corona de la cortina.

Los parámetros obtenidos permitieron concluir que los taludes exteriores eran adecuados, con base en los métodos de análisis de estabilidad disponibles. En caso contrario, se había previsto la posibilidad de ampliar el respaldo de aguas abajo. Durante varios años se vigiló, y se observa aún, el comportamiento de la cortina, a partir de la información de los instrumentos colocados en ella, algunos de ellos desarrollados ex-profeso, pudiendo detectarse aspectos importantes e imprevistos de la interacción entre sus diversos materiales, algunos de los cuales presentará en las siguientes partes de esta plática. Puede decirse que en el caso de la cortina de El Infiernillo, el diseño continuó aún después de terminada la obra.

Ahora, me referiré a otros aspectos generales del control de construcción.

Los terraplenes de prueba realizados previamente al inicio de la construcción, habrán facilitado determinar las condiciones de colocación y compactación que permitan obtener, dentro de límites económicos, las propiedades mecánicas de los materiales más favorables posibles desde el punto de vista del comportamiento ulterior de la cortina. No debe establecerse como criterio de control un cierto grado de compactación respecto a una prueba estándar necesariamente arbitraria, sino los detalles del proceso físico de explotación, carga, transporte, almacenamiento y acondicionamiento en su caso, colocación y

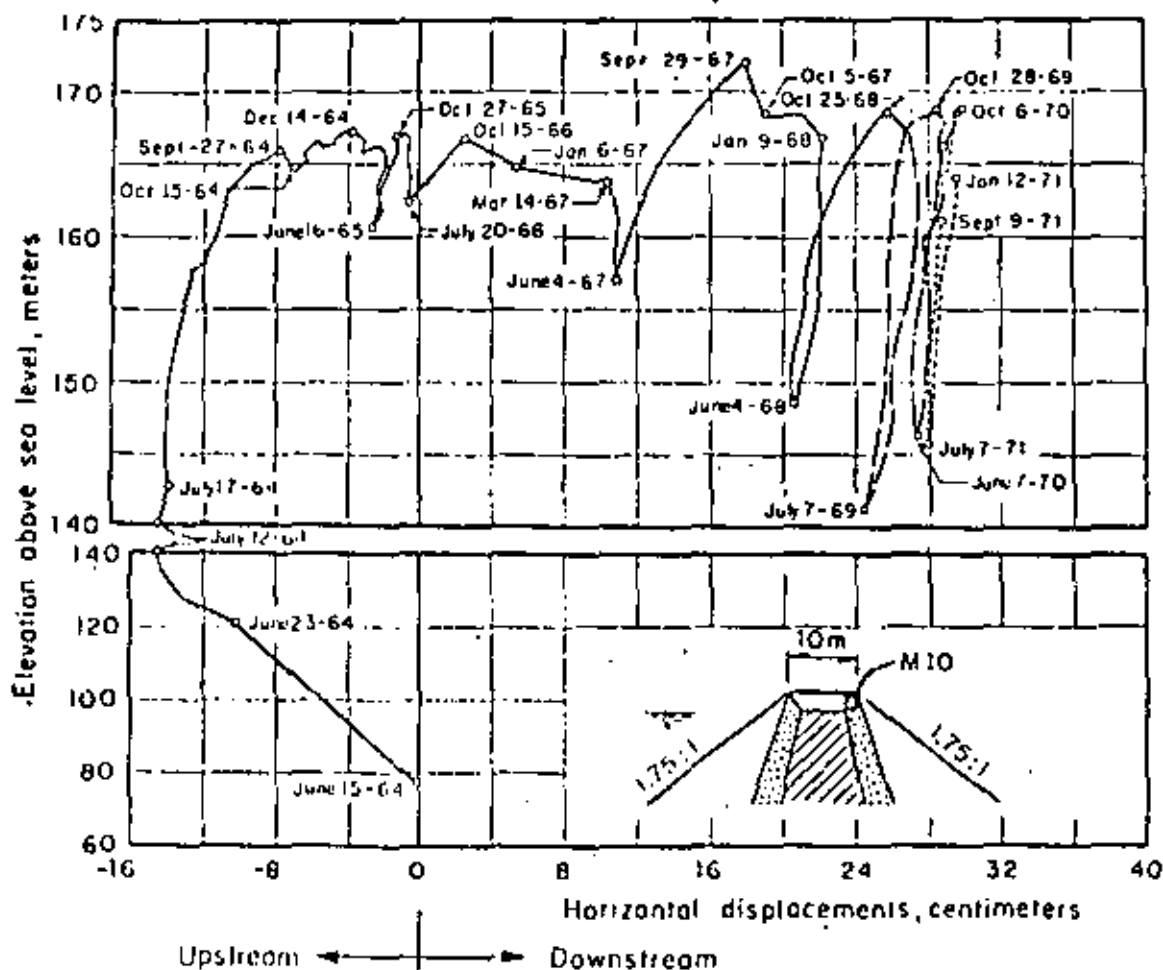
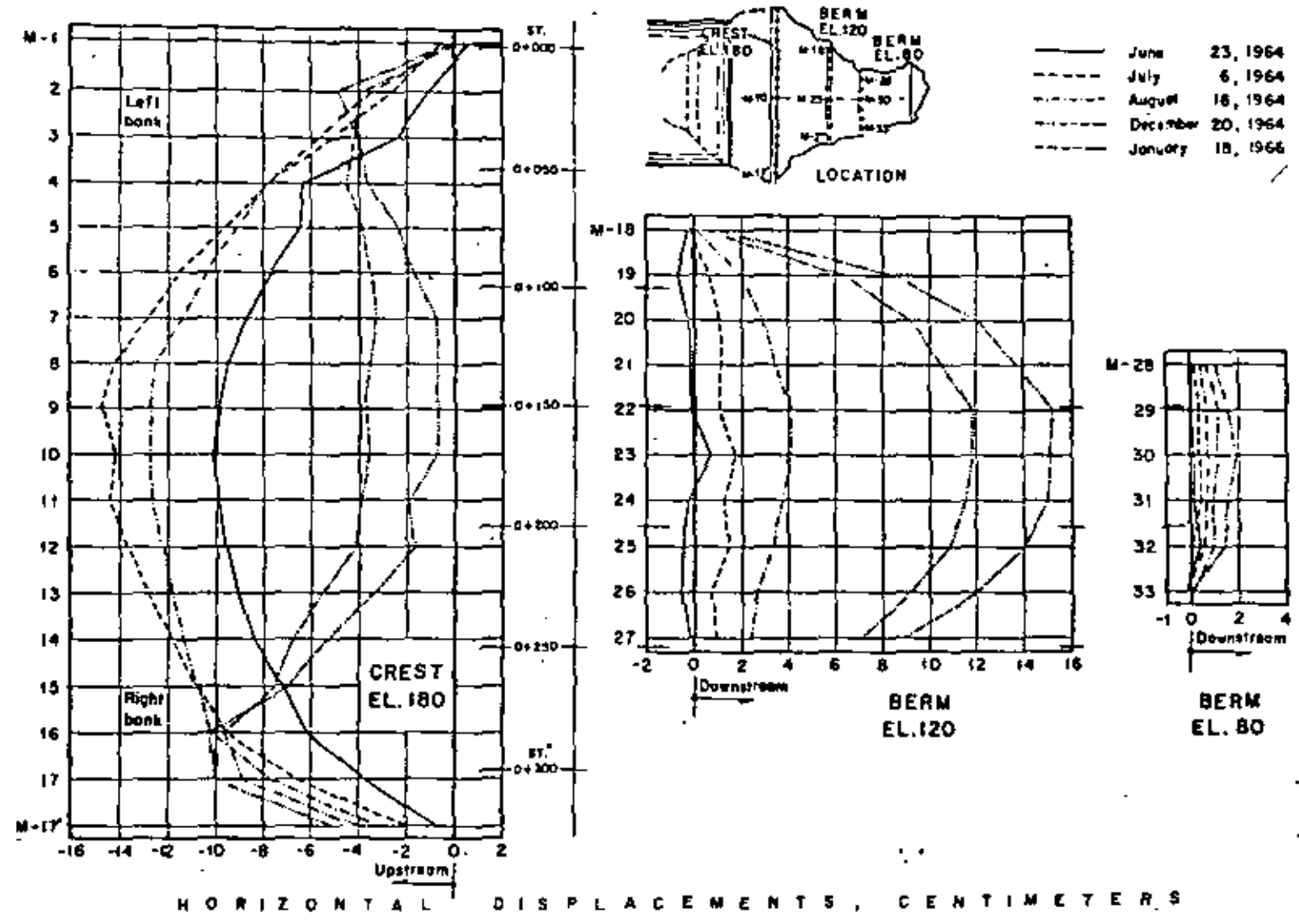


Fig. 7. Desplazamientos horizontales normales al eje de la cortina versus niveles de embalse. Mojunea 10

Fig. 8. Desplazamientos horizontales normales al eje del río, de las mojoneras situadas en la corona, bermas y plataforma



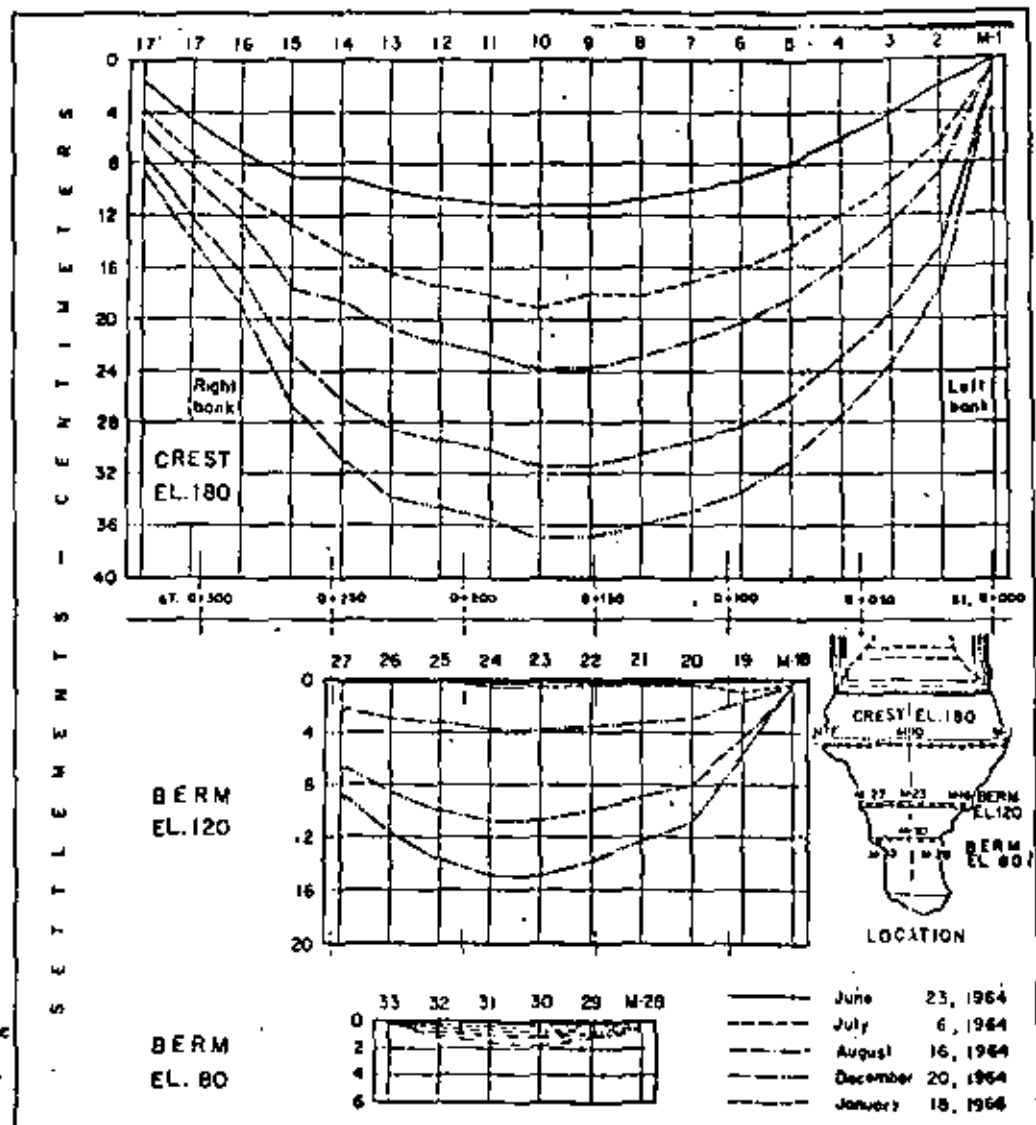


Fig. 9.
Asentamientos de
mojoneras en
corona, bermá y
plataforma

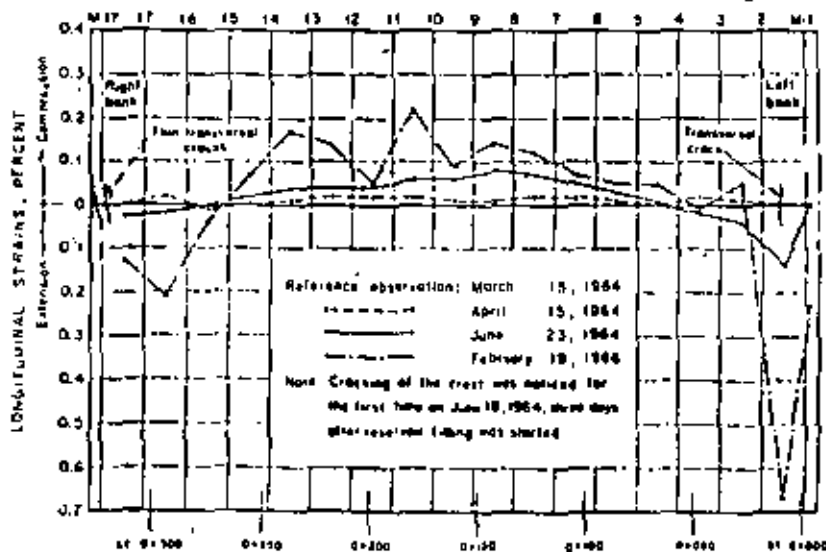


Fig. 10. Deformaciones a lo largo de la corona de la cortina

compactación de los materiales, que son los que condicionan las actividades reales a ejecutar por el contratista y que por lo tanto se reflejan en el tiempo y costo de construcción.

La supervisión deberá orientarse hacia el control de esas actividades, usando solo los resultados de ensayos de control como guía de carácter general y para detectar posibles discrepancias en casos en los que la supervisión de campo no pudo ser suficientemente detallada por alguna causa, o bien se plantearon circunstancias no previstas en las especificaciones.

La inspección de campo deberá ser particularmente minuciosa en los sitios donde las condiciones locales dificulten normalmente una buena ejecución. Por ejemplo, las fronteras de cada material de un terraplén ya sea con otro del propio terraplén, o con laderas y estructuras de concreto, requieren una atención especial del supervisor en cuanto a la naturaleza de los materiales y a su colocación, así como su compactación en la vecindad de la frontera y su liga con el resto del material en la misma zona del terraplén.

Los ensayos de control permiten obtener información de carácter estadístico sobre la naturaleza de los materiales colocados en el terraplén. El análisis oportuno de las tendencias estadísticas, más que los resultados de pruebas individuales, permitirá hacer ajustes graduales a los procedimientos constructivos, en su caso. Si las especificaciones están basadas en la descripción de las actividades físicas requeridas para la construcción, los ajustes durante la misma son fáciles de acordar con el constructor. La necesidad de dichos ajustes debe preverse explícitamente en las especificaciones.

Deberán obtenerse muestras "inalteradas" de los materiales cohesivos a intervalos regulares durante la construcción, o bien por aconsejarlo así la incidencia de diversos aspectos en un momento de la ejecución, para su ensayo en el laboratorio y comparación de sus propiedades con las previstas en el diseño. La comparación así hecha deberá

ser de naturaleza estadística, dando más importancia a las tendencias que a los resultados de ensayos aislados.

Como comentario final al tema de control de construcción me referiré al caso en que el propietario de la obra es a la vez constructor. Esta combinación plantea potencialmente las condiciones de trabajo más desfavorables posibles para el grupo

supervisor, sobre todo si este grupo forma parte también de la organización del propietario. Ante controversias importantes entre constructores y supervisores y sobre todo si el propietario tiene que la obra pueda sufrir retrasos, la tentación de retirar su apoyo a los supervisores es generalmente demasiado fuerte. En tal caso, quien realmente pierde es la calidad de la obra.

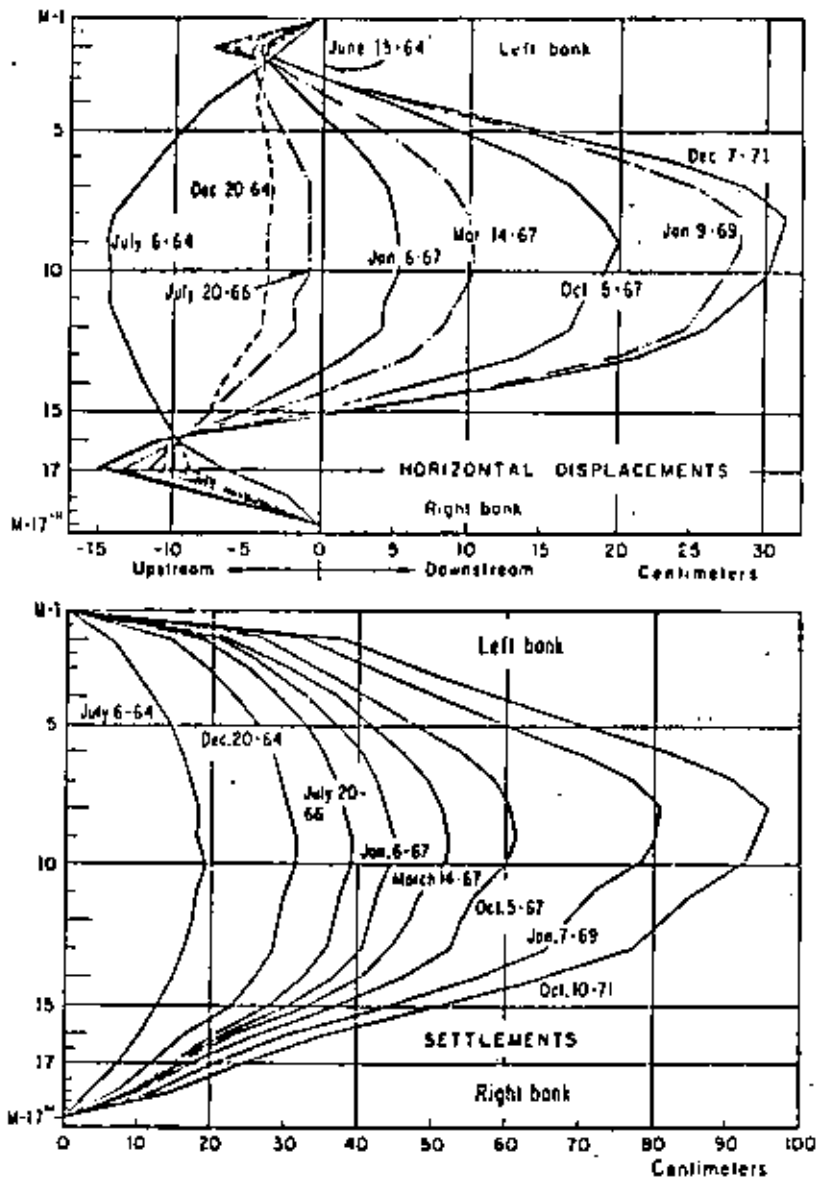


Fig. 11. Desplazamientos horizontales normales al eje y asentamientos de mojoneras en la corona (1964-1971)

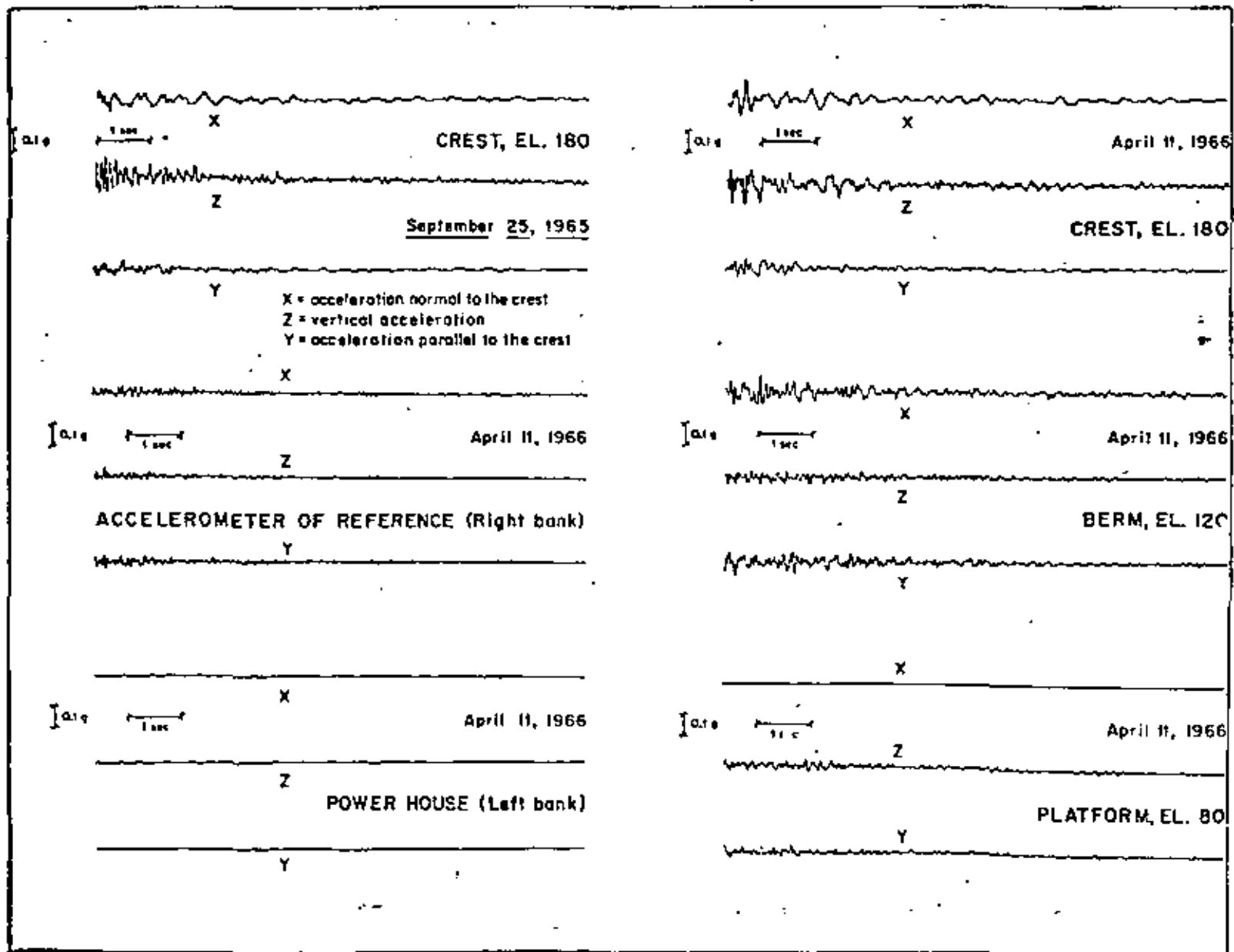


Fig. 12. Asentamientos en el coronón y en ambos respaldos (1964-1966)

Cabe mencionar aquí una frase de Arturo Casagrande: "la ingeniería humana es la más difícil de las ingenierías". En efecto, las relaciones entre los diversos grupos de ingenieros responsables de la obra, frecuentemente ocasionan problemas mucho más graves que las dificultades técnicas propias de la obra misma. Tales problemas se ven agravados en algunos casos típicos, que no tienen tampoco relación con los aspectos técnicos de la obra, vgr.: cuando el contrato de construcción es impreciso o no equitativo, o cuando su situación financiera es precaria, cuando los proyectistas o supervisores tienen poca experiencia, etc. La patología de estos casos ha sido muy bien descrita por Ralph Peck en su contribución al volumen Casagrande, publicado por Wiley en 1973.

INSTRUMENTACION

Como mencioné al principio de esta plática, el control de construcción y la instrumentación de una cortina formada por materiales térricos están íntimamente ligados. En efecto, una de las finalidades importantes del control de construcción es determinar la naturaleza y propiedades mecánicas de los materiales en las condiciones en que fueron colocados en la cortina. Este conocimiento permite verificar, generalmente por métodos analíticos, si las hipótesis de proyecto respecto al comportamiento de la estructura durante las diversas etapas de su vida son válidas o no.

El método descrito tiene limitaciones, debido a la complejidad de la geometría de la boquilla y de la sección transversal de la cortina; no menos importante es la dificultad de predecir a partir de resultados de laboratorio la evolución de las propiedades mecánicas de los materiales componentes, debida a la historia de esfuerzos a que serán sometidos y a la evolución de dichas propiedades por el efecto del flujo de agua y del tiempo. La interacción entre los diferentes materiales de la cortina, variable también a través del tiempo, contribuye a la complejidad del problema. Por otra parte,

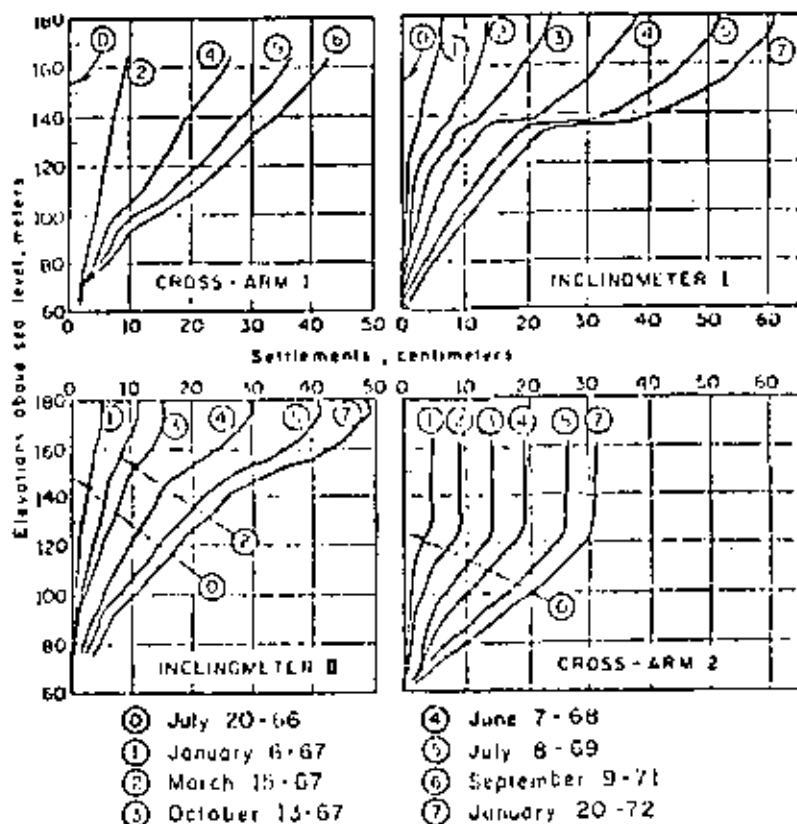


Fig. 13. Asentamientos dentro del corazón y ambos respaldos, julio 1966 - enero 1972

los métodos analíticos, a pesar de haber sido mejorados considerablemente en el pasado reciente, aún tienen limitaciones.

La complicada situación antes descrita hace necesaria, prácticamente en todas las cortinas importantes, la instalación de instrumentos que permitan observar el comportamiento real del terraplén, en sitios críticos de su masa, principalmente desde el punto de vista de su seguridad durante la construcción y su vida ulterior. Las siguientes zonas de una cortina ilustran casos en los que frecuentemente es necesaria la observación del comportamiento por medio de instrumentos instalados previamente a la construcción o durante ella:

- Frontera entre materiales con propiedades mecánicas disímiles
- Superficies de contacto entre dos etapas de construcción

- Zonas de posible agrietamiento, por la geometría desfavorable de las laderas y/o por su proximidad a la corona de la cortina.

- Puntos en la cimentación o en el terraplén donde las presiones del agua intersticial pudiesen ser críticas para la seguridad de la obra.

- Zonas donde se espera plasticificación del corazón impermeable

- Sitios donde pueden ocurrir efectos de arqueo, etc.

Otra finalidad fundamental de los instrumentos de medición es permitir la observación de algunos aspectos del comportamiento de la cortina que, aunque no relacionados con su seguridad, son de interés para el mejor entendimiento futuro del comportamiento de estas estructuras, de tal forma que obras subsiguientes puedan ser construidas de

manera más segura y económica.

Ocasionalmente se hace necesario efectuar sondes exploratorios e instalar instrumentos en una cortina, después de algún tiempo de terminada, al detectarse en su comportamiento aspectos no previstos. Tal fue el caso de la cortina [1] Infiernillo en 1966, como veremos más adelante.

En ocasiones es conveniente instalar instrumentos de medición de nuevo diseño en una obra, con el fin de observar el comportamiento y peculiaridades de los propios instrumentos, como parte de su desarrollo antes de ser instalados en otra (s) obra (s) donde su presencia

Fig. 14. Comparación entre deformaciones verticales en el corazón y en los eurocamientos adyacentes. Período constructivo

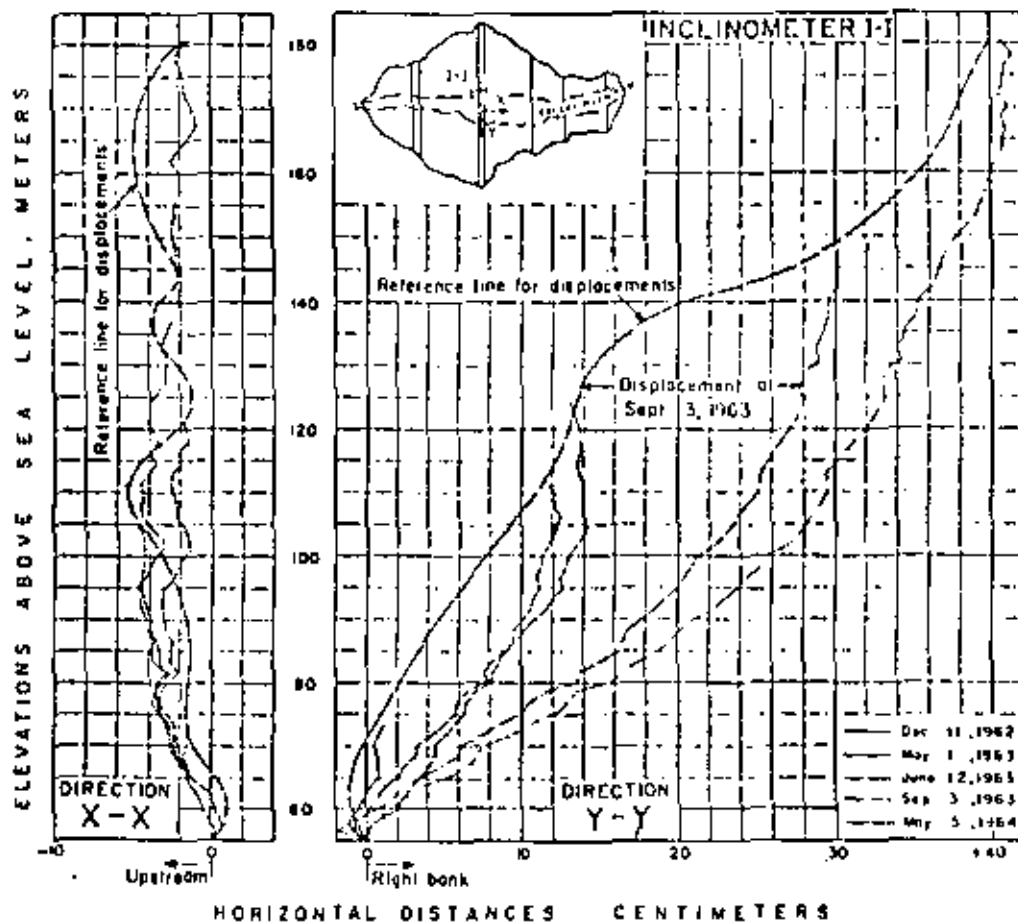
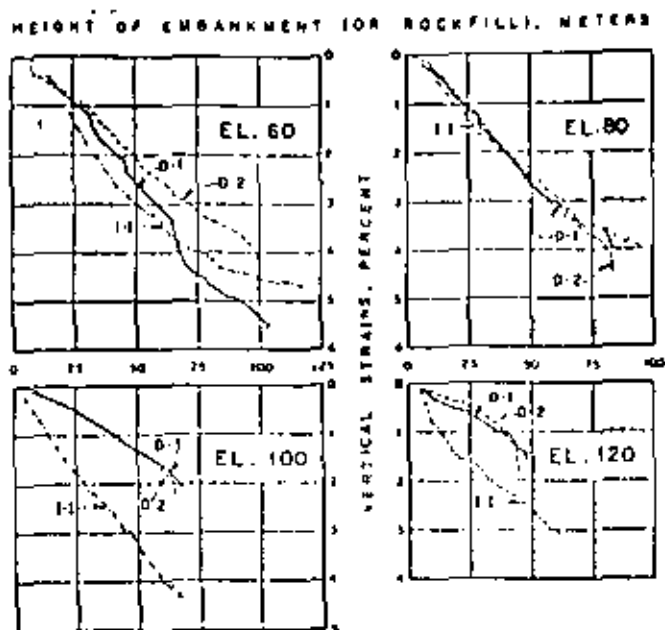


Fig. 15. Desplazamientos horizontales en el interior del corazón, en ambas direcciones. Período de construcción

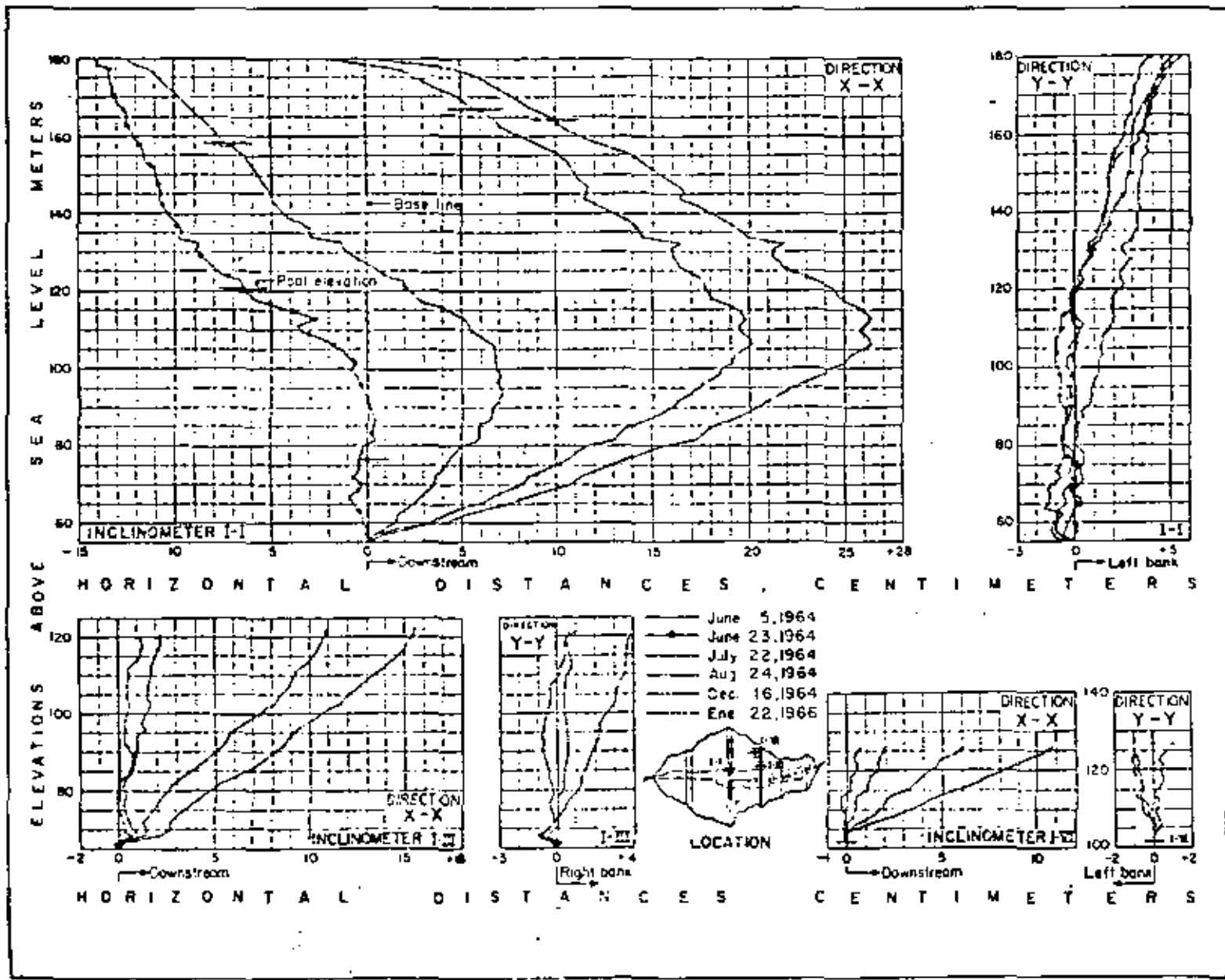


Fig. 16. Desplazamientos horizontales en ambas direcciones, a raíz del primer llenado del embalse. Corazón, y repavido aguas abajo.

sea indispensable. En estos casos es aconsejable instalar instrumentos colaterales o redundantes de comportamiento conocido, con objeto de verificar en lo posible las lecturas obtenidas con los nuevos aparatos.

Los resultados de las observaciones permiten ratificar o rectificar las hipótesis del proyectista respecto al comportamiento de la estructura, las cuales se basaron en la experiencia previa de obras similares y en los resultados de sus estudios analíticos. En casos extremos, los resultados de las mediciones aconsejarán modificaciones al diseño de la cortina y/o a los procedimientos constructivos.

Se hace indispensable el uso de instrumentos para observar el comportamiento de la estructura, cuando las características de la obra en proyecto son tales que no se pueden usar sus predecesoras como antecedentes válidos, ya sea por la naturaleza especial de los materiales

constitutivos, por su arreglo en la sección, por las características de su cimentación, o bien por la magnitud de la nueva estructura. Como en toda obra de ingeniería, el proyectista debe ser muy cauto al extrapolar en tales circunstancias la experiencia anterior, ya que el comportamiento de la nueva estructura puede ser apreciablemente diferente del observado en las precedentes. Pueden aún presentarse fenómenos apenas detectables en estructuras de menor tamaño. De sugerirlo así los resultados iniciales de la observación por medio de instrumentos, el proyectista deberá estar preparado para hacer cambios importantes al diseño.

El comportamiento de la cortina El Infiernillo, de 148 m de altura, construida sobre el río Balsas en México entre 1960 y 1963, con el que ilustraré la segunda parte de esta plática, es un ejemplo de la necesidad de extrapolación de experiencias previas, a la que el proyectista

se enfrenta al atacar el diseño de una estructura que difiere de las realizadas previamente. Las principales incógnitas estaban relacionadas entonces con el uso preponderante de enrocamientos cuyas propiedades mecánicas sólo podían estimarse y con la altura de la cortina, importante en su tiempo.

Al comienzo de la década de los sesenta, eran contados los casos previos en que se había intentado colocar instrumentos en el interior de grandes masas de enrocamiento.

La única estructura comparable a El Infiernillo en la que se intentó exitosamente instrumentar el interior de respaldos de entocamiento, fue la cortina de Gepatsch, construida en Austria contemporáneamente con el Infiernillo.

Para poder instalar instrumentos de medición adecuados, fue necesario diseñar la mayoría de ellos y asimismo desarrollar técnicas para su colocación durante la construcción y su observación. Afortunadamente, se contó con el apoyo y comprensión de las autoridades de la Comisión Federal de Electricidad, lo que hizo posible instrumentar la estructura con éxito. En contraste, en aquella época y en cualquier país, era necesaria una ardua labor de convencimiento para lograr la autorización de instalar instrumentos en una cortina de tierra.

Los resultados iniciales alentadores obtenidos en El Infiernillo y en otras cortinas en diversos países, hicieron evolucionar la situación al grado que hoy sería inconcebible la construcción de una cortina de materiales tércos de mediana importancia, sin incorporar a ella instrumentos de varios tipos. Este hecho se ha convertido en un arma de dos filos; ya que la necesidad de colocar instrumentos es reconocida actualmente por los propietarios y por las instituciones que financian la construcción, el proyectista no necesita luchar para obtener la autorización correspondiente; más aún, se espera que el diseño de la obra incorpore una serie de instrumentos. El peligro que deriva de esta situación estriba en que la instalación de instrumentos se ha convertido en cuestión rutinaria; la fabricación de los

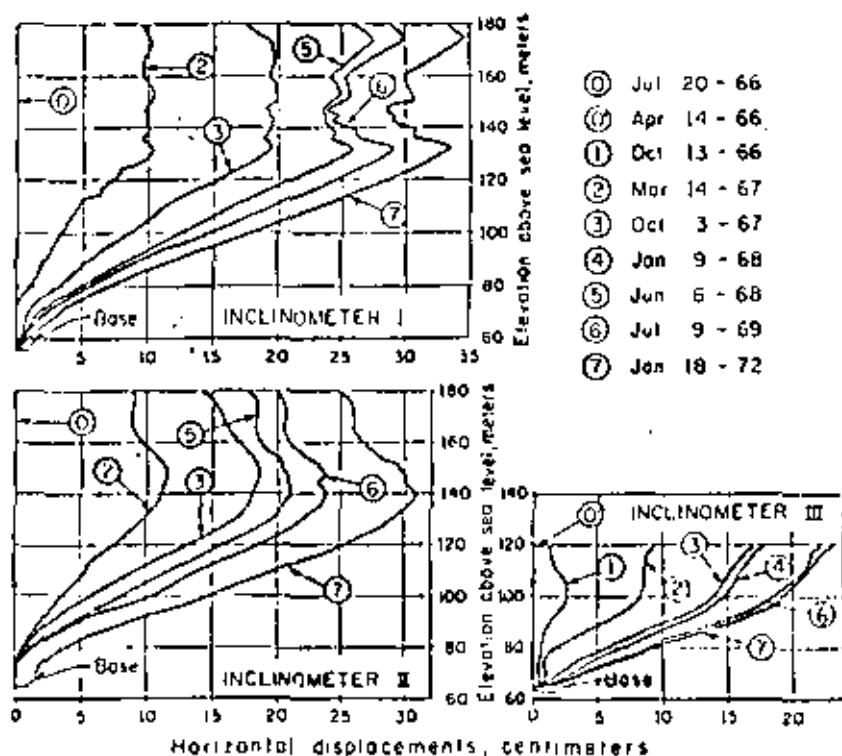


Fig. 17. Desplazamientos horizontales perpendiculares al eje, en el corazón y respaldo de aguas abajo (julio 1966 - enero 1972)

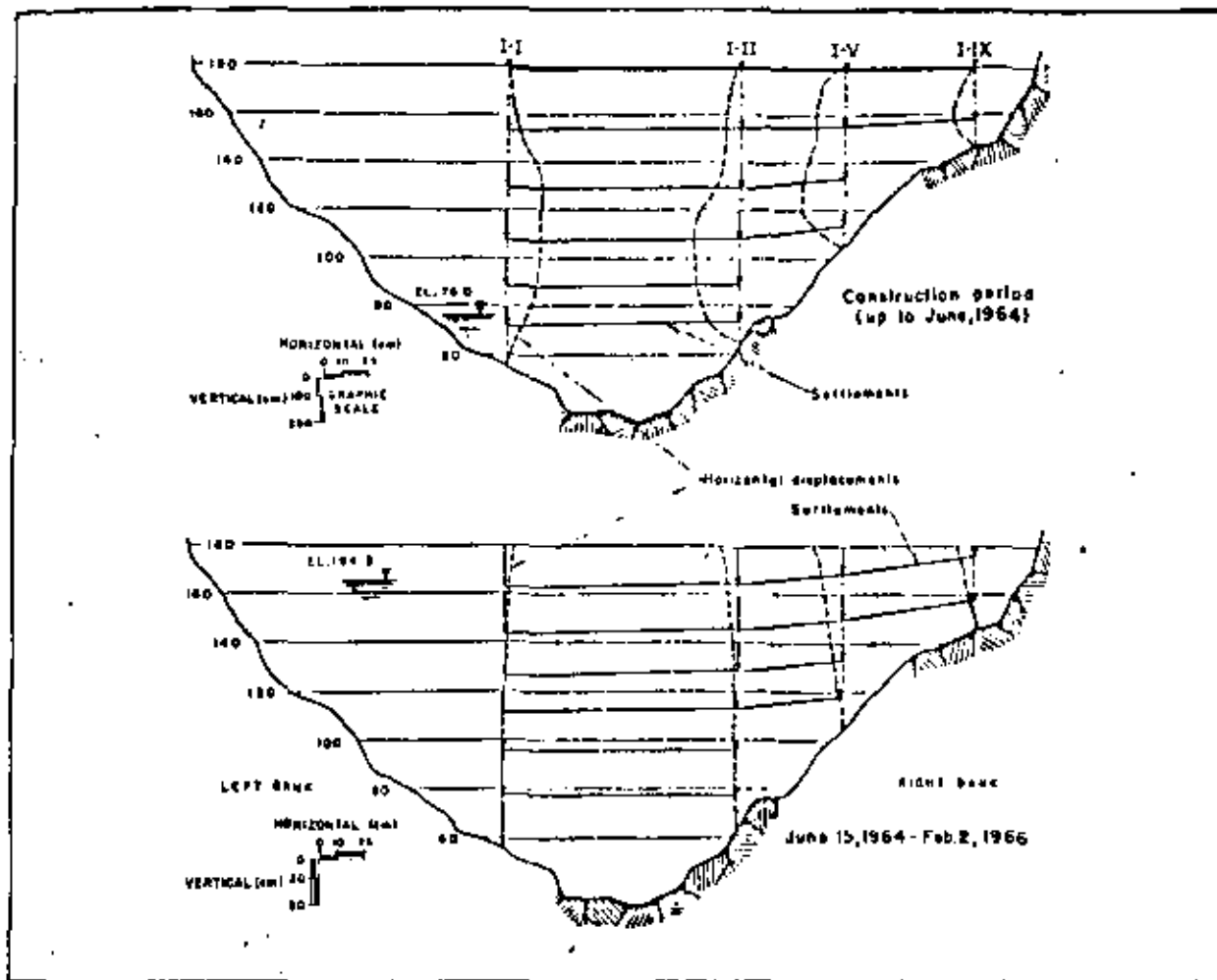


Fig. 18. Desplazamientos horizontales a lo largo del eje y asentamientos en el corazón. Período de construcción

mismos se ha comercializado. En estas condiciones, el proyectista, presionado siempre por el tiempo, puede caer en la tentación de "recetar" una serie de instrumentos, basándose probablemente en el tipo y distribución de los mismos en estructuras similares precedentes.

Esta actitud es sumamente perniciosa, ya que si un instrumento ha de ser útil a los fines antes mencionados, debe corresponder a una incógnita específica que se plantea al proyectista, surgida durante el diseño. En otras palabras, cada instrumento debe ser seleccionado y situado en la cortina para contestar precisamente una pregunta. Si se duda respecto a la necesidad de un instrumento, es mejor prescindir de él.

El proyectista puede, en situa-

ciones extremas, caer en un error aún más grave. En condiciones normales, como parte del proyecto de la estructura, deberá efectuar estudios detallados que permitan detectar de antemano los aspectos predecibles más críticos del comportamiento futuro de la estructura y, por lo tanto, incorporar en el diseño características que las prevengan, tales como filtros amplios y transiciones en zonas propensas al agrietamiento transversal, materiales plásticos en zonas de extensión, etc. Sabedor de que la obra va a ser instrumentada "adecuadamente", puede sentirse tentado a abreviar esta etapa fundamental del diseño,

bajo la hipótesis falsa, tal vez subconsciente, de que la observación de los instrumentos le permitirá tomar "la temperatura al paciente" y adoptar oportunamente las medidas necesarias. Con esta filosofía el proyectista estaría usando los instrumentos a modo de muletas.

La actitud anterior equivaldría a que los médicos abandonasen la medicina preventiva. Aún más, de no existir el estudio previo del comportamiento, le será virtualmente imposible al proyectista proveer los instrumentos adecuados y en los puntos en que realmente se requieren. La importancia que reviste la seguridad de una cortina resalta el

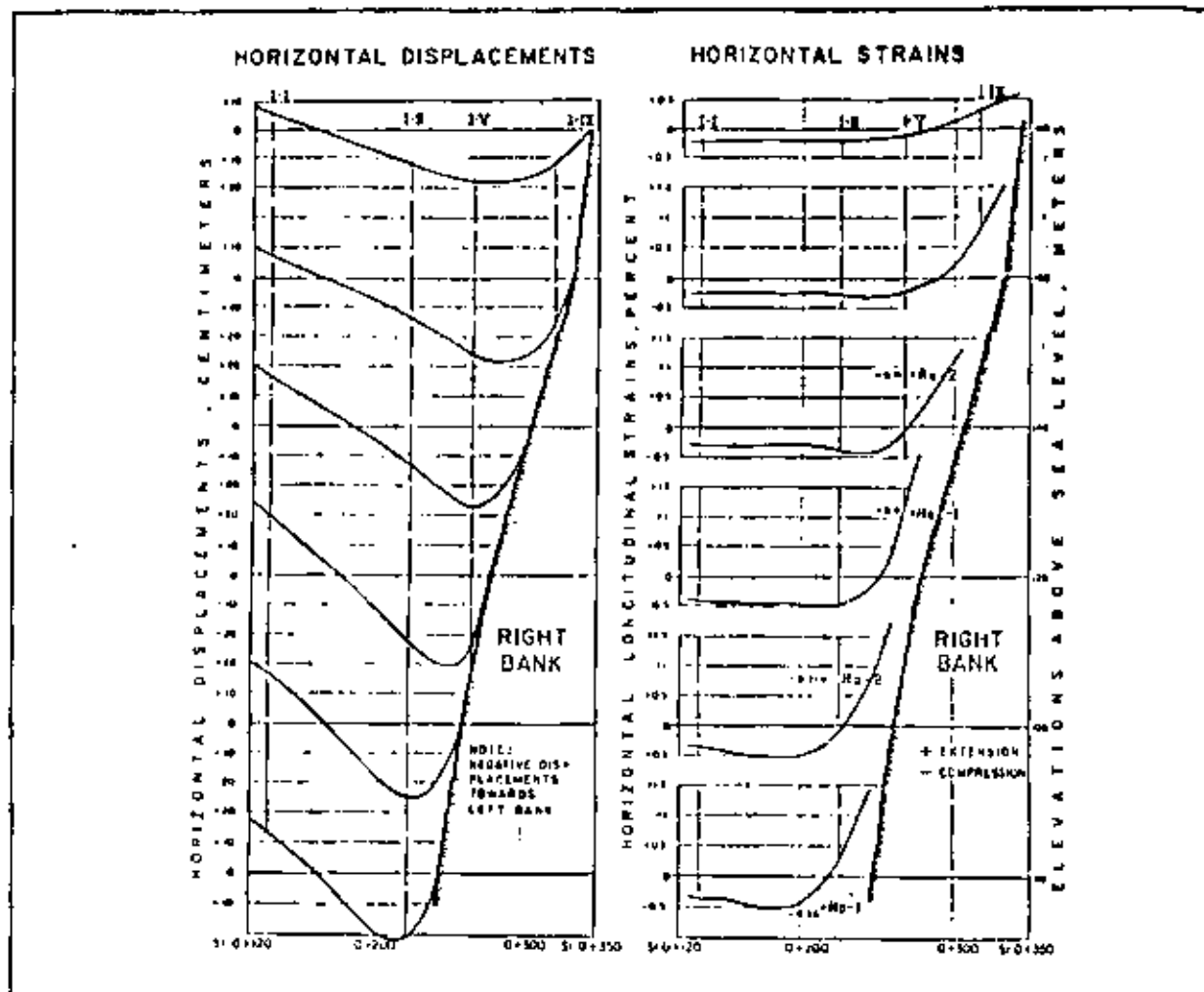


Fig. 19. Desplazamientos horizontales y deformaciones unitarias en el interior del corazón, a lo largo del eje, hasta Feb. 1966

grave peligro involucrado y la absoluta necesidad de hacer uso de todos los recursos disponibles para analizar a fondo el comportamiento de la estructura. Una vez terminados sus análisis, el ingeniero deberá definir qué instrumentos son necesarios y dónde deben colocarse. Este estudio tampoco es trivial e implica seleccionar los dispositivos adecuados más adecuados en cada caso, desde los puntos de vista de confiabilidad, sencillez, facilidad de colocación, interferencia mínima con las actividades de construcción, precisión, facilidad de lectura, resistencia a las maniobras de colocación, durabilidad, etc.

El proyectista debe tener en cuenta que el costo de adquisición de los instrumentos constituye fre-

cuentemente una fracción pequeña del costo total de instrumentación, ya que deben incluirse los costos de instalación, conservación, lectura, registro de resultados y condensación y análisis de los mismos. Además, puede ocurrir que la colocación y lectura de instrumentos interfiera con las actividades de construcción. Dadas estas razones, debe limitarse el número de instrumentos por instalar. Mientras más completo sea el conocimiento previo del comportamiento de la estructura, menor será el número de instrumentos requeridos para verificarlo.

Otra razón poderosa para limitar

el número de instrumentos por instalar en una nueva estructura es la dificultad de lograr que en la práctica sean leídos sistemáticamente, se registren los resultados y, sobre todo, se condensen y analicen éstos. Este es un vicio en el que hemos caído todos los involucrados en el tema. Es necesario que el grupo responsable de la instalación y lectura de instrumentos, así como del procesamiento de los datos, no tenga otras responsabilidades en la obra, las cuales sería lógico esperar se convirtieran en prioritarias en momentos críticos de la construcción.

Típicamente, durante la cons-

trucción, los instrumentos son observados en forma regular y sus lecturas son registradas y analizadas con prontitud. Este trabajo es realizado por un equipo que depende del grupo supervisor de la obra. Los resultados son retroalimentados a los proyectistas oportuna-

mente. La situación anterior continúa hasta la terminación de la cortina y el primer llenado del embalse. Para estas fechas, el constructor principal se retira de la obra y el grupo supervisor se reduce drásticamente. Si el comportamiento observado hasta entonces ha sido satis-

factorio, el interés de todos los involucrados se reduce con rapidez. Es frecuente que tanto proyectistas como supervisores sean asignados a otro proyecto, por lo que disponen de poco tiempo para prestar atención a una actividad que parece ya no requerirla. La cortina de El Tu-

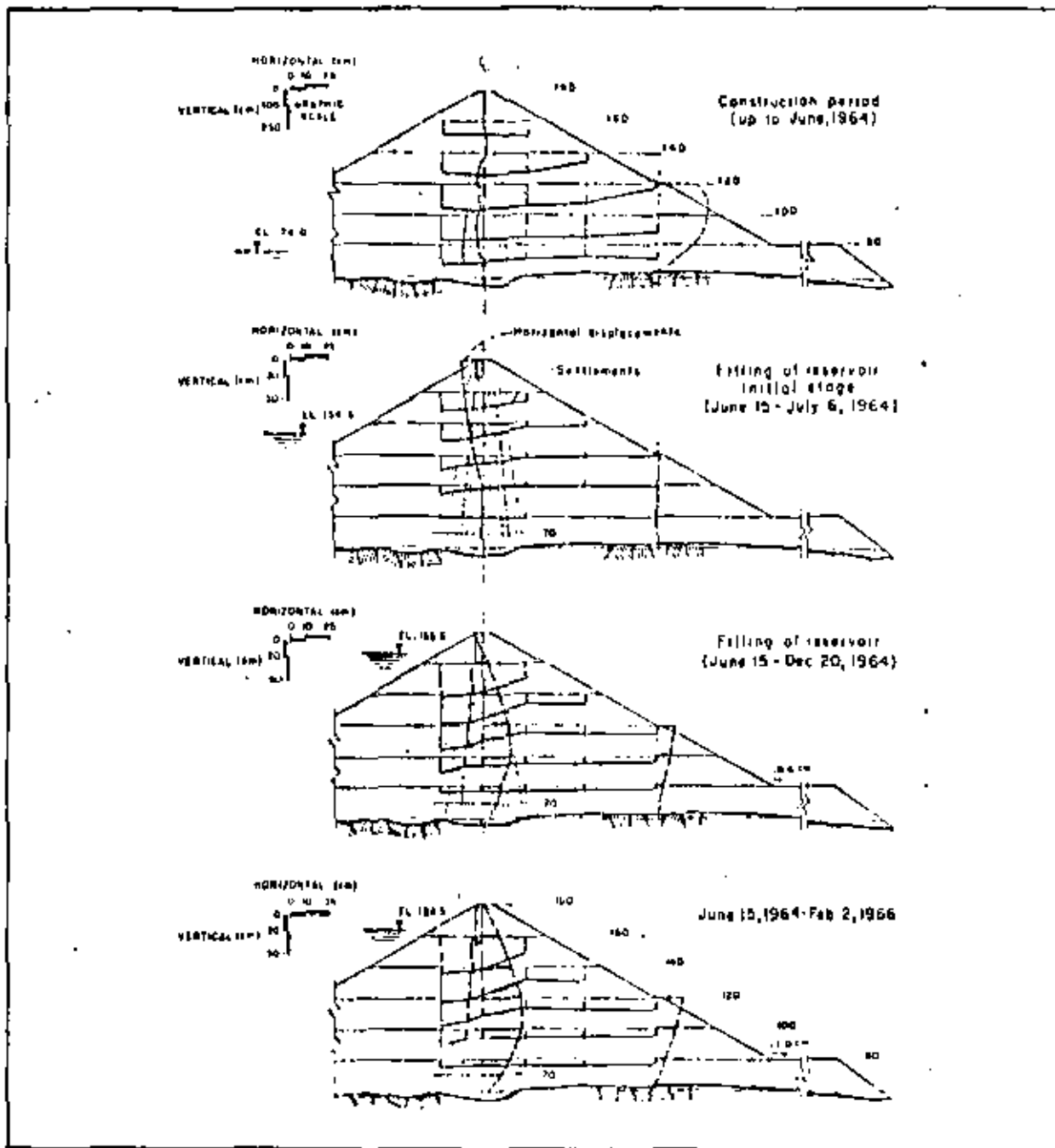


Fig. 20. Desplazamientos horizontales perpendiculares al eje y asentamientos en la sección transversal

terruño no escapó a este proceso, al iniciarse poco tiempo después la construcción del proyecto La Villita, también sobre el río Balsas, aguas abajo. En el caso de El Infernillo no hubo consecuencia desfavorable alguna y simplemente fue posible observar un comportamien-

to no detectado antes, mas por falta de observaciones que por su inexistencia en cortinas precedentes. Sin embargo, en otras obras de ingeniería se han planteado problemas serios, cuyo análisis posterior ha permitido concluir que eran predecibles con base en observaciones

oportunas, archivadas en vez de ser analizadas oportunamente.

La situación referida hace ver la imperiosa necesidad de establecer de antemano con toda claridad los mecanismos para llevar a cabo todas las etapas necesarias para que la instrumentación muestre sus frutos, no

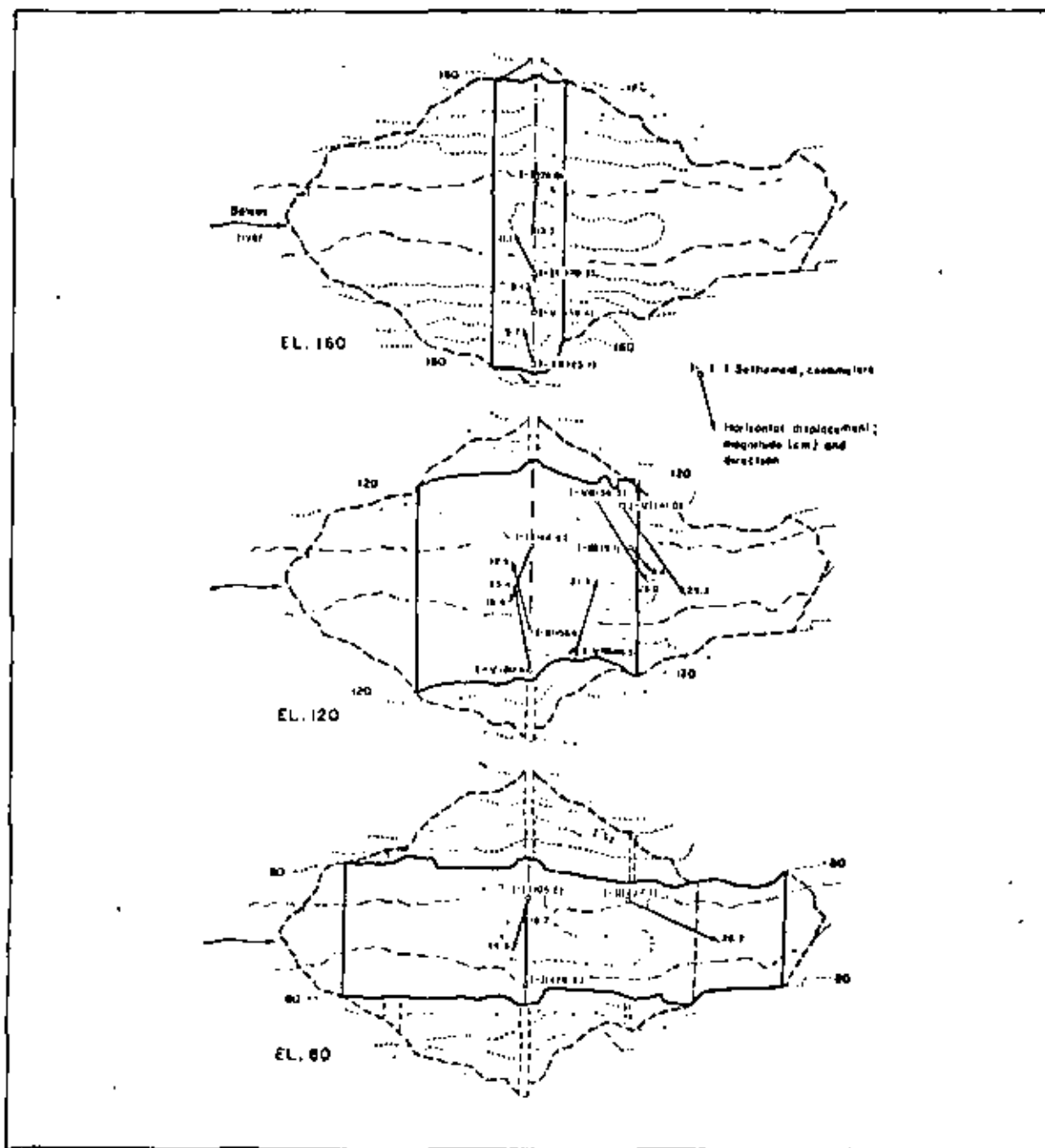


Fig. 21. Vectores de desplazamiento horizontal y asentamientos a tres elevaciones

transitorios (provocados por sismos)

5.1 Sismoscopios mecánicos (tipo péndulo)

5.2 Acelerógrafos para movimientos fuertes. Registran aceleraciones en el exterior o interior del

terraplén. Se disparan automáticamente a partir de un umbral de aceleración prefijado

5.3 Sismógrafos. Registran continuamente perturbaciones. Alta sensibilidad

6. Temperaturas

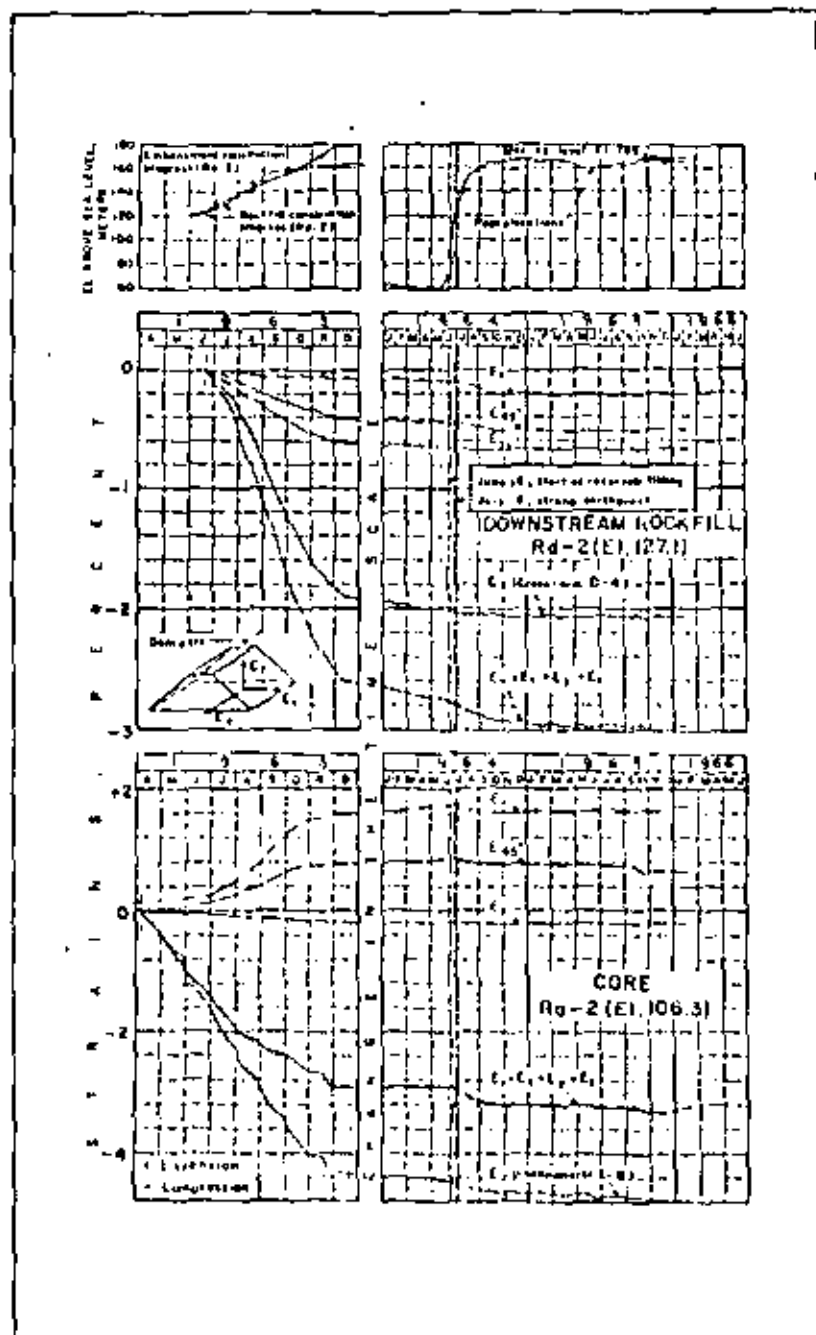


Fig. 23. Deformaciones unitarias en cuatro direcciones en puntos del respaldo de aguas abajo y del corazón

Se miden poco frecuentemente, por medio de termopares eléctricos

La confiabilidad a largo plazo de los instrumentos y su simplicidad de operación son propiedades vitales que afectan la selección del instrumento más adecuado en cada caso. En términos generales, para observaciones en el interior de una cortina, el proyectista tratará de seleccionar en primera instancia un instrumento que conste de dispositivos mecánicos. Estos son los más simples, confiables y duraderos. En segundo lugar se opta por los dispositivos hidráulicos. También disponemos de instrumentos eléctricos que plantean problemas bastante más serios. Finalmente y como último recurso, con reservas, podrán emplearse aparatos electrónicos. Los dos últimos tipos son frecuentemente vulnerables a descargas atmosféricas.

Cuando exista la opción, debe preferirse un instrumento que pueda extraerse del interior del terraplén, con respecto a otro permanentemente enterrado.

Al hacer mediciones de desplazamientos horizontales y verticales referidos a ambas laderas, deberá tenerse en cuenta que éstas sufren a su vez movimientos provocados por la construcción de la propia cortina y por el llenado del embalse. Esta circunstancia obliga a referir los puntos de control en las laderas, a puntos "fijos" aguas abajo de la obra, por medio de triangulaciones de precisión. El desarrollo reciente de instrumentos que emplean luz infrarroja o rayos láser para medir distancias ha facilitado la medición del desplazamiento entre laderas. Sin embargo, su precisión es aún insuficiente en muchos casos de condiciones normales de campo.

PRESENTACION DE RESULTADOS

Ilustraré el funcionamiento de los diversos aparatos y el tipo de resultados obtenidos con ellos, presentando las mediciones realizadas por la CIE en las cortinas de El Interojillo y La Villita.

Los resultados de las mediciones deben ser relacionados con los prin-

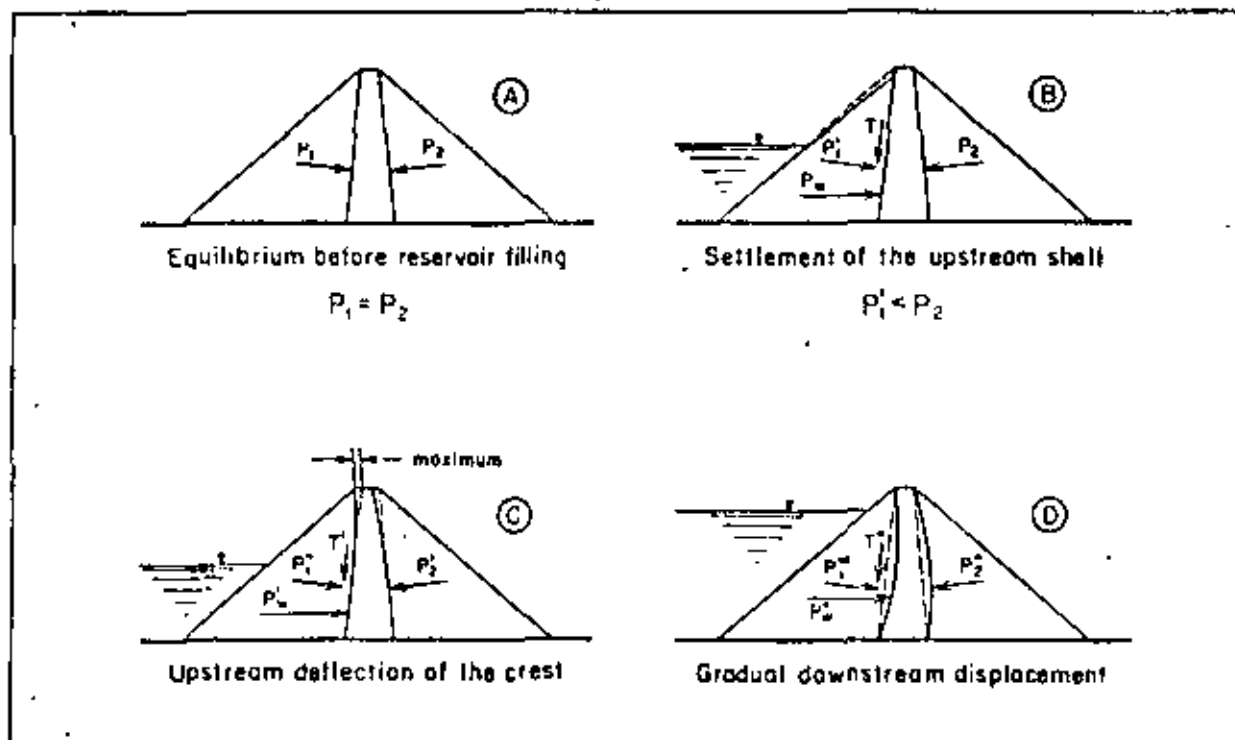


Fig. 22. Flexión del corazón impermeable durante el llenado inicial del embalse

sólo durante la construcción, sino a través de un número considerable de años, antes de decidir la instalación de un solo instrumento.

No estoy preconizando el abandono de la instrumentación como medio para observar el comportamiento de cortinas de materiales térreos; por el contrario, juzgo que es una medicina sumamente poderosa y que por lo tanto debemos suministrarla al paciente sólo en el momento oportuno y en dosis cuidadosamente controladas.

TIPOS DE INSTRUMENTOS

En la actualidad, los diversos tipos de instrumentos para la observación del comportamiento de terraplenes y pedraplenes son bien conocidos y hay múltiples referencias a ellos en la literatura. Por esta razón, no los describiré en detalle y me limitaré a citar los más comunes. Ellos miden:

1. Desplazamientos horizontales y verticales

1.1 Mojoneras o puntos de referencia superficiales, localizados ópticamente y/o por medio de medi-

ciones directas con cinta metálica o con dispositivos automáticos medidores de distancias (luz infrarroja, rayos láser, etc.), desde ambas laderas

1.2 Aparatos para medir desplazamientos verticales en el interior de terraplenes y/o pedraplenes, originalmente desarrollados por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos ("cross-arms"); se colocan aproximadamente verticales

1.3 Vertederos hidráulicos comunicados con una bureta exterior, con los que se aprecian asentamientos a lo largo de un alineamiento aproximadamente horizontal y generalmente perpendicular al eje de la cortina

1.4 Inclinómetros, que permiten la detección de desplazamientos horizontales, observando cambios en la inclinación de tuberías más o menos verticales, instaladas progresivamente durante la construcción

2. Deformaciones en el interior de la cortina

2.1 Los "cross-arms" o defor-

mómetros verticales pueden emplearse para este fin

2.2 Extensómetros eléctricos, desarrollados originalmente por la C.F.E. de México

2.3 Deformómetros horizontales, usando un principio de medición similar al del cross-arm, o bien detectando la posición de placas metálicas ahogadas en el terraplén, con un medidor de capacitancia

3. Presiones del agua intersticial

3.1 Piezómetros abiertos (tipo Casagrande)

3.2 Piezómetros tipo Bureau of Reclamation

3.3 Piezómetros "cerrados", hidráulicos o neumáticos de diversos tipos

3.4 Piezómetros eléctricos

4. Presiones totales

4.1 Celdas de presión con transductor hidráulico (Götzl)

4.2 Celdas de presión con transductor neumático (CFE)

4.3 Celdas de presión con transductor eléctrico

5. Desplazamientos y aceleraciones

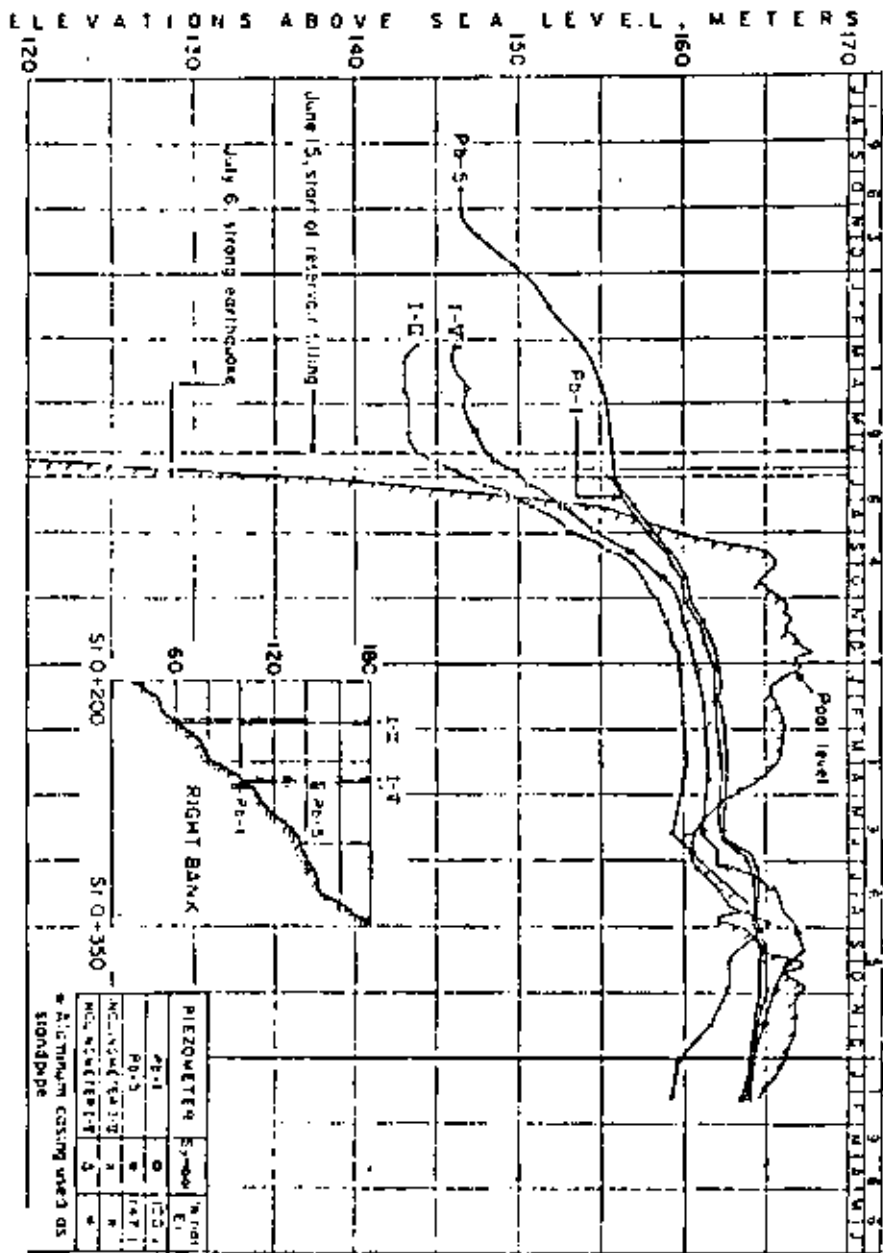


Fig. 24. Niveles de entrase y piezométricos en el corazón (1963-1966)

principales factores que afectan el comportamiento del terraplén. Algunos factores son obvios, como el avance de la construcción (rapidez, asimetría, declives de la superficie, rampas de acceso, etc.), los niveles que alcanza el agua aguas arriba y aguas abajo de la cortina, a través del tiempo. Otros factores, como la precipitación pluvial, la cual puede provocar asentamientos de los respaldos de enrocamientos, son también importantes. En algunos casos es conveniente registrar también temblores, temperaturas y humedad atmosféricas.

En general, debe registrarse en la bitácora del control de instrumentos, cualquier hecho que a juicio del personal supervisor y a cargo de la instrumentación pudiese afectar, directa o indirectamente, el comportamiento de la cortina.

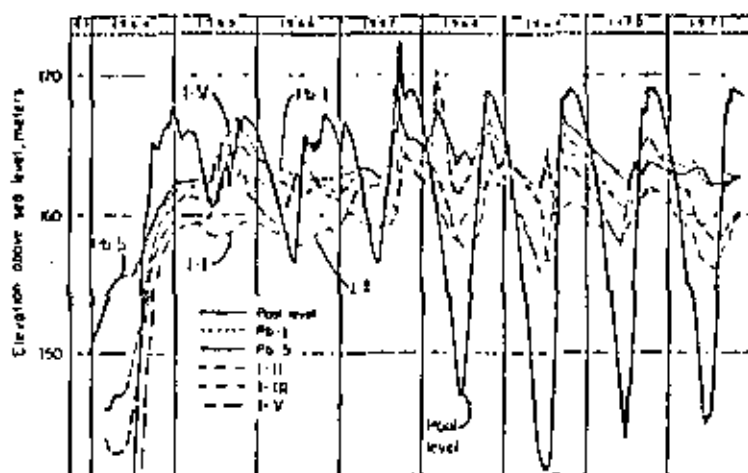
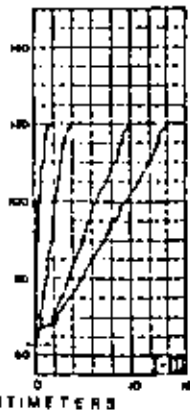
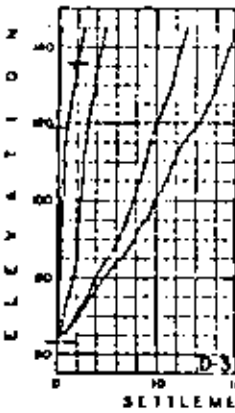
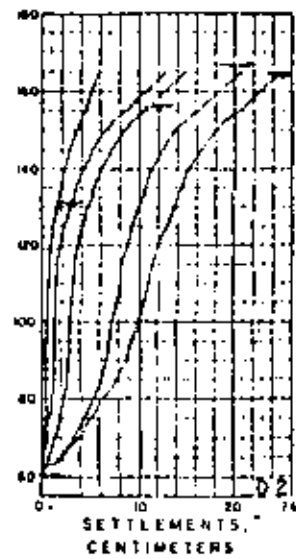
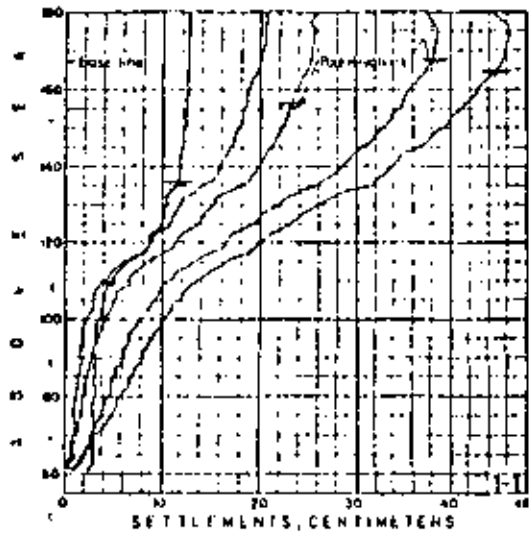
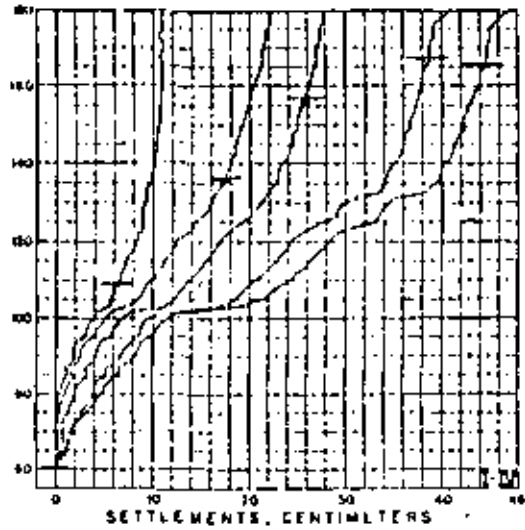
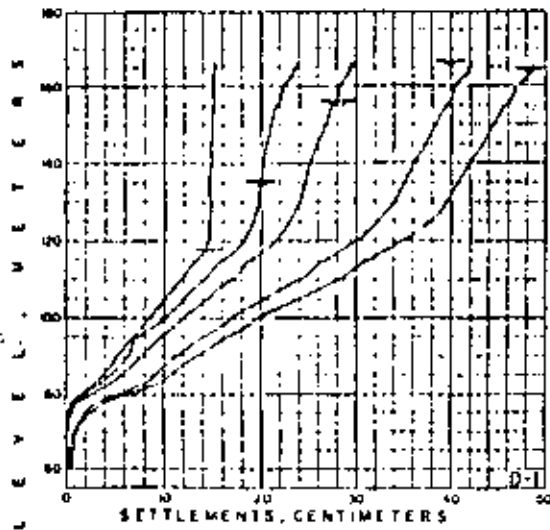


Fig. 25. Niveles de embalse y piezométricos en el corazón (1964-1971)

Fig. 26. Registros de aceleraciones provocadas en diferentes puntos, por los sismos del 25 de Sept. 1965 y del 11 de abril, 1966



- June 20, 1964
- July 9, 1964
- Aug 17, 1964
- Dec 18, 1964
- Feb 2, 1966





**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA INGENIERIA
C I V I L

TERRACERIAS EN SUELOS BLANDOS

ING. ISMAEL SANCHEZ MORA
3-4 DICIEMBRE 1981

CHIHUAHUA

MÉTODOS DE MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS - PRECARGA.

(P)

ING. EDUARDO SOTO YAÑEZ PEMEX
 ING. FRANKLIN RENDON GONZALEZ y MAHINOS
 ING. J. JOSÉ HANELL CAMPOELL SARH

1. ASPERTEO (PROFUNDIDAD DEL MÓDULO Y SU APLICACIÓN)

Interpretar una vez con el tema MEJORAMIENTO MASIVO DE SUELOS se trata de caracterizar las características los constructivos o de tratamiento que se establecen para mejorar la estructura, las propiedades mecánicas y el comportamiento de los suelos de cimentación que en los estudios geotécnicos previos al diseño o en el análisis estandar de deformación por el desplante de una obra, se han clasificado como blandos, moles o muy compresibles.

En la etapa de estudio geotécnico de un proyecto de mejoramiento, hay que decidir si un suelo es blando, moleto, firme o compacto, términos que en estos estudios difieren con los aplicados en la especificación de la clasificación con base en espaldas que tienen como punto patrón la penetración estándar (Norma Pemex 2.214.05) y cuyo fundamento es válido para la planeación de un mejoramiento, ya que la condición "firme" en suelos de consistencia cohesivos o "compacto" en suelos puramente granulares indican que los parámetros de estabilidad y deformación serán mínimos en el proyecto de un cimentación o estructura de tierra. Si la clasificación es "blanda" o "moleto" tendremos necesidad de un mejoramiento.

En suelos cohesivos los términos blando o firme se definen en función de la relación entre el incremento neto de esfuerzos transmitido por la estructura, ΔP , y la diferencia entre e , ΔP y P_c (esfuerzos de preconsolidación, P_c , y el esfuerzo efectivo existente previamente a la construcción de la estructura, P_e). En cuanto a la Fig. 1.1, se puede observar en el caso ilustrado a la izquierda la condición de suelo blando para la cual $\Delta P > (P_c - P_e)$. Véase que la condición que bien es aplicable al suelo preconsolidado de la parte inferior del perfil. La condición de suelo firme se ilustra para un suelo preconsolidado en el segundo diagrama de la Fig. 1.1. En este caso $\Delta P < (P_c - P_e)$.

El problema de los suelos granulares "moleto" se orienta a determinar su potencialidad al colapso con las cargas en proyecto, fundamentalmente cuando están saturados y sometidos a variaciones de esfuerzos efectivos como en el caso de arenas. En este caso también conviene evaluar los términos suelo y compacto, en adición a la aplicación preliminar del criterio de resistencia a la penetración estándar, con criterios asociados a las tendencias al cambio volumétrico (o la generación de presión de poro) bajo la aplicación de esfuerzos cortantes impuestos por la estructura.

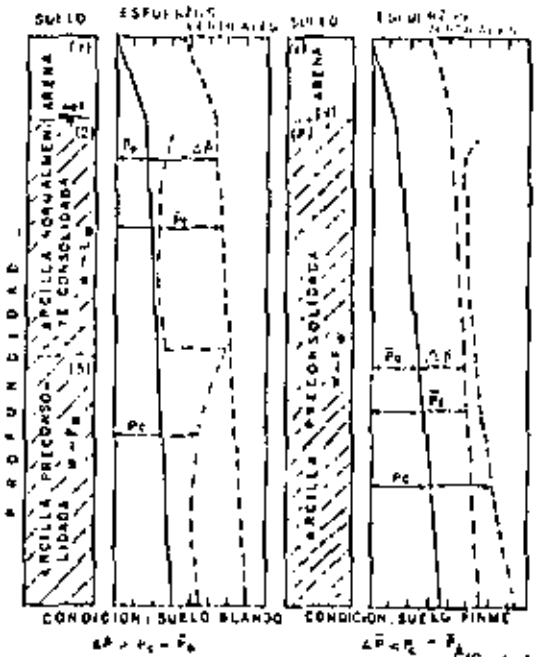


FIG. 1.1

El mejoramiento masivo de suelos puede lograrse con varios procedimientos, uno de los más usuales es la precarga. Se designa como "precarga" al sistema de aplicar carga a los suelos de cimentación, previos a las cargas normales de operación de las estructuras en proyecto, con el fin de aumentar la resistencia de los suelos blandos o moles y disminuir su compresibilidad cuando las estructuras definitivas se encuentran en operación.

Las precargas usadas en la práctica del mejoramiento de suelos van desde la aplicación de cargas de saturación o de saturación controlada; la prueba hidráulica de saturación y el abatimiento del nivel de aguas freáticas en el sitio de proyecto, para incrementar los esfuerzos efectivos, al reducir la presión de poro. En la práctica europea y en Japón se ha combinado la aplicación de precargas con el uso de drenes verticales a base de perforaciones, rellenas de arena o con

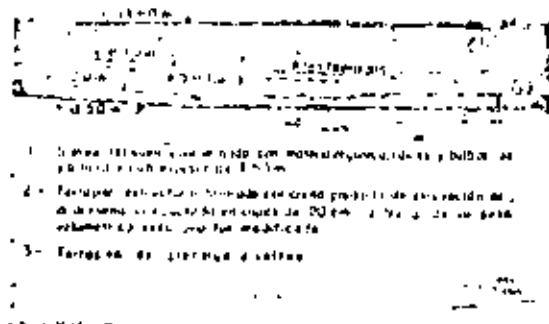
la colocación de cartón o plástico, teniendo como objetivo la de acelerar el flujo de agua en el proceso de consolidación y reducir el tiempo del mejoramiento.

La experiencia más frecuentemente manifestada en la aplicación de presuraje en México, es la de tierra, por su facilidad de ejecución, el menor tiempo de fallas de estabilidad, las pocas consecuencias de los asentamientos previos, el uso del material en las áreas presurizadas y la creación de una etapa de zembetado - zona de ajuste de algunos tiempos de almacenamiento - en la estructura del pozo. Los desventajas de este procedimiento son las de requerir una mayor área de trabajo y en algunos casos en los que no se usa el material con el que se formó la presurja, un mayor costo.

Las presurjas con tierra son un proceso constructivo desarrollado a base de terraplenes o plataformas en las áreas en donde se pretenda mejorar los suelos de construcción. En la planeación de los asientos debe elegirse un tipo de la presurja que cuantitativamente proporcione el volumen requerido y sus materiales sean de la calidad establecida por los niveles de terracerías. La geometría de la plataforma o terraplén es una función de la proyección en planta de la estructura por construir de la homogeneidad en cuanto a frecuencia, espesor y propiedades químicas de los suelos y de las limitaciones de asentamientos diferencial de la estructura en proyecto. Su altura depende de los pesos específicos previstos para el material que constituya el terraplén o plataforma, de manera de proporcionar una presurja como la establecida en las prácticas de estabilidad y de normas por cumplir.

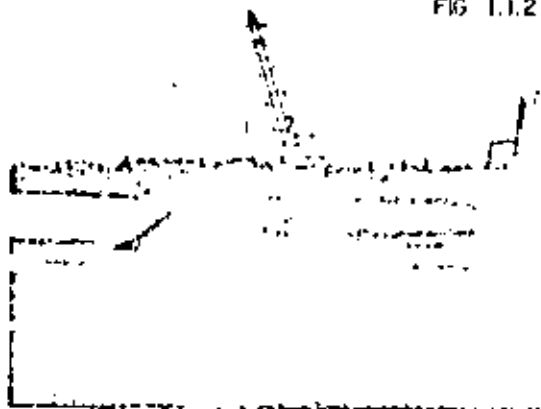
En la mayoría de las experiencias de presurjas en México, éstas se proyectan en dos etapas. La primera, la constituye un terraplén estructural constituido con las especificaciones propias a su fin, pretendiendo que el mismo incremente el factor de seguridad a la falla general o local de la estructura en proyecto la siguiente etapa es propiamente la presurja que por licuidad y asentamiento se forma con los suelos colocados al volteo y hundidos hasta la elevación máxima prevista, fig. 1.1.1

FIG. 1.1.1



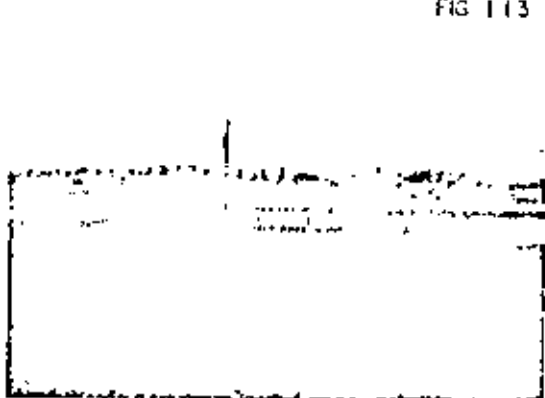
En la explotación de la presurja para obtener los asentamientos con que formar el terraplén, se utilizan los equipos apropiados para corte, carga y acarreo en cuantía suficiente. Los equipos utilizados han sido preferentemente de acción manual (topón), por lo que en la explotación el equipo usual en el terreno es el corte y carga a los volteríos de transporte, camiones de volteo o moles (para algunos asientos arriba del nivel de aguas freáticas). Para tener el tipo del nivel de aguas freáticas se usa la capa de arena hasta profundidades limitadas a 2 m y la de arena después de esta profundidad, estabiliza el material de manera de permitir su drenaje y su posterior utilización en las terraplenes de presurja, el acarreo ha sido por los mismos medios expresados en el procedimiento anterior, fotografías 1.1.2, 1.1.3 y 1.1.4

FIG. 1.1.2



La formación de los terraplenes de presurja se inicia con el saneamiento del sitio de desplante de los asientos hasta profundidades variables de 0.50 m a 3.00 m, con objeto de eliminar los suelos superficiales extrañados de roturas orgánicas, procedimiento que se desarrolla a base de buldózer o draga de acarreo.

FIG. 1.1.3





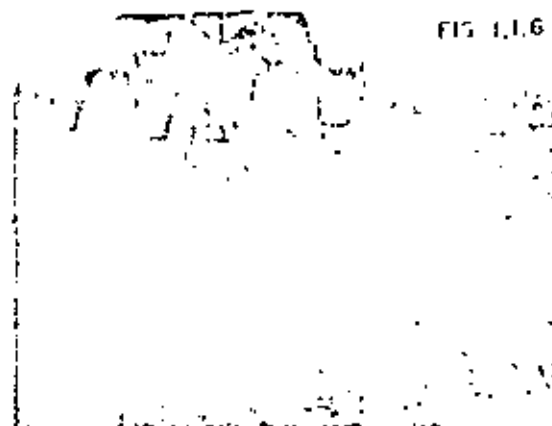
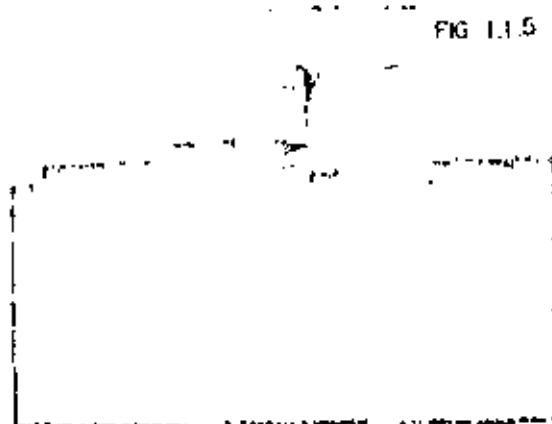
Una vez definido el nivel de desplante se inicia el tendido en capas del material para formar el terraplén estructural, con un Sakre en atención a los requisitos o especificaciones requeridas para el mismo con ductos o rejillas remóviles vibratorias (fotografía 1.1.5), hasta llegar a la elevación requerida, considerando una sobre elevación que cubra los asentamientos esperados en la precarga, a partir de ésta se realiza propiamente la precarga del material colocado al vallico, bandidado con tractor (fotografía 1.1.6). Se ha intentado formar rellenos hidráulicos depositando directamente el producto de excavación de la obra de succión, sin embargo se ha eliminado el procedimiento por inadecuado, dada su estructura y su gran contenido de agua.

Las pruebas hidrostáticas como precarga, tienen en el proyecto de cimentación de tanques de almacenamiento algunas ventajas sobre las de tierra, como son: menor costo y tiempo de construcción, ya que se usa la misma estructura de proyecto y respaldos de mayor área para su ejecución. Sin embargo, presentan desventajas como la de un mayor riesgo en el caso de fallas o colapsos y la necesidad de nivelaciones en el fondo, una vez efectuadas las pruebas. El procedimiento consiste en ejecutar el llenado del tanque (a una verticalidad de campo como la determinada en los cálculos para preconsolidar los suelos y aumentar la resistencia de los mismos sin provocar fallas).

El abajamiento del nivel de aguas freáticas constituye una experiencia repetida en la ejecución de excavaciones y un procedimiento en nuestro medio de preconsolidación de suelos en la formación de vasos artificiales en el proyecto Teseo. En el mejoramiento de suelos de cimentación de tanques de almacenamiento, también se ha planeado su uso combinado con precargas de tierra, de agua o provocando totalmente los efectos efectivos requeridos para la preconsolidación — sin embargo, no se ha usado por mayores costos que la precarga de tierra y el resquebrajamiento de un equipo especializado.

1.2 La Geología en el proyecto de mejoramiento.

En la decisión de ejecutar una precarga, los en-



terristas en Colombia obtienen un amplio conocimiento en el que se requiere aplicar todas las experiencias del estado actual de la especialidad; existe un cuerpo teórico respaldado por tratamientos de experimentación y proyectos de mejoramiento de suelos con datos y para diferentes problemas. La precarga, información, cada vez se está interpretando en mayor detalle así como a mejorar los conocimientos adquiridos en proyectos locales. Todo lo anterior no asegura el éxito en toda obra, ya que es posible que los procedimientos establecidos en un proyecto no se logren o que se tenga que recurrir a otra solución o se requieran nivelaciones no previstas en el curso de trabajos. En algunos se presentan fallas y al actuar en el caso existe la posibilidad de un deterioro en el prestigio profesional.

Al realizar un diseño de precarga se respaldan con la estructura u obra por construir sus fundaciones de un procedimiento estándar de formación de tanques, propósitos para que opere; primera de construcción; los suelos de cimentación; la estabilidad de la obra de plantada en éstos y las deformaciones que intervienen con el tiempo y todas las condiciones de campo.

Instrucciones por interés de especialidad de los procedimientos constructivos de decisión, directas que controlen y controlen de análisis para realizar procedimientos.

de asentamiento y preparar un mejoramiento de suelos de cimentación con precarga, tales orientados a revisión de la estabilidad para diferentes tipos de falla y con diferentes condiciones de carga, así como predicción de deformaciones totales y diferenciales - que para todo tiempo de operación deben ser menores a las admisibilidad como tolerables.

El estudio geotécnico para el mejoramiento de los suelos granulares finos se orienta a la determinación de la probabilidad de la ocurrencia de colapso estructural en zonas saturadas y en la ocurrencia de cargas sísmicas como en el caso de sismos o sea la determinación de su potencialidad de licuación, ya que los suelos granulares son relativamente bien drenados para los tiempos de construcción y operación adaptados en la generalidad de las obras y se utilizan para los mismos como parámetro de resistencia al corte ángulo de fricción intergranular para esfuerzos efectivos mayores de 10², lo que no representa problema en el caso de las cargas usuales en los proyectos y su estabilidad es revisada con base en pruebas de resistencia al esfuerzo cortante drenadas con excepción de las arenas muy sueltas naturales, en donde es revisada la posibilidad referida anteriormente de colapso en cargas rápidas y cíclicas.

Los suelos cohesionados por su baja permeabilidad presentan mayores problemas de estabilidad y es la resistencia en prueba rápida no drenada, la representativa en su resistencia para la ejecución de los análisis, más que se realizan con expresiones generales de capacidad de carga cuando el desplante se sobre suelos homogéneos o revisando fallas del tipo circular locales o generales cuando los suelos son estratificados, registrando métodos de análisis al límite (Saveri, Bishop o similares, referencia 2). Para el caso de suelos peritéticos a proximidad de la superficie, los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante porción superior de resistencia para la consolidación no drenada representativa de las condiciones de proximidad circular. En desplante sobre suelos cohesionados bien drenados, se verificará siempre que no exista flujo plástico con criterios como el de la referencia 2.

Para la decisión de un mejoramiento de suelo de cimentación del tipo cohesivo en el que su consolidación es a largo plazo, el análisis de deformación con el tiempo es un paso definitivo ya que el estudio del proceso de consolidación detendrá las posibilidades de mejoramiento de la resistencia con el tiempo y de determinar la instrumentación para llevarla a extremos tolerables en la operación de la obra. En la estimación de asentamientos con los métodos clásicos cuando el medio terreno es considerado como homogéneo, los que se aplican en la distribución de esfuerzos provocados - por las cargas aplicadas con las expresiones de la teoría de la elasticidad para la estimación de los asentamientos de este tipo. Para los asentamientos por consolidación se utiliza su magnitud debido a deformación verticalizada de los suelos de cimentación, por medio de resultados de laboratorio como los que proporcionan las pruebas de consolidación unidimensional e interpretados sus efectos al exposor del estrato susceptible con expresiones como $\Delta H = \int_{1+e_0}^{\Delta e} \frac{d_z}{1+e_0}$ (referencia 2).

El ingeniero con formación en mecánica de suelos propiamente su participación más allá de la predicción de mejoramiento y de la ejecución de éste, hacia la pla-

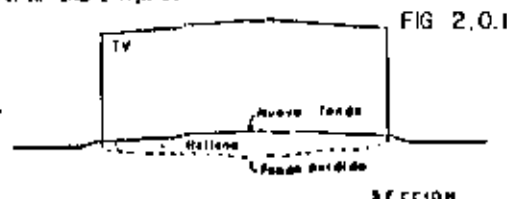
neación de la observación del comportamiento de las acciones de cimentación en la construcción y en la operación de la obra, además de la previsión que los programas, que la información y su evaluación en el desarrollo de precargas alienten al diseño ó este pueda modificarse en atención a los resultados obtenidos. Los programas más sencillos de instrumentación son los basados en testigos de nivel superficiales que nos proporcionan el total de asentamientos en los puntos críticos; los testigos de nivel profundos para seguir - las deformaciones por estratos o los registros de inclinómetro para desplazamientos o profundas de fallas; los perfilómetros para obtener perfiles de deformación en una plantilla y los piezómetros resistentes o hidráulicos para el registro de la presión de poro y las medidas para medición de presión total.

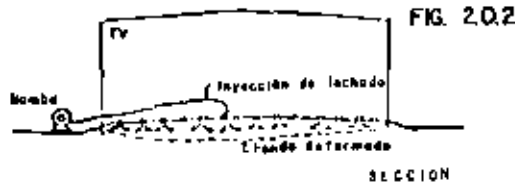
1.3 Aplicación

En la experiencia mundial registrada o publicada, el mejoramiento de suelos de cimentación con precarga, se ha desarrollado para toda la gama de estructuras o equipos de cimentar, ya sea con un método empírico o con un método constructivo o con solución final a un problema de desplante. El criterio de mejoramiento activo de suelos de cimentación en el estado actual del conocimiento en México se ha limitado a estructuras u obras en donde la tolerancia de asentamientos de sus niveles, como los proyectos de desplante de grandes torres de línea de acero, fondo plano para almacenamiento de hidrocarburos o de sus derivados y a las estructuras de apoyo en donde los métodos constructivos en operación pueden ser tolerables y en aquellos casos en que la planeación y construcción de obras permite aplicar los programas en el tiempo, como ya se hizo referir - en anteriormente.

2. EXPERIENCIAS DE APLICACION DE PRECARGA EN MEXICO

La historia de aplicación de la precarga con preoedimentos de mejoramiento se remonta a la ejecución de las primeras obras de vías ferroviarias o hidráulicas en México, ya que las mismas se operaban con sobrecargas con el objeto de lograr con el tiempo la elevación de rasante o corona de obra. En los trabajos de almacenamiento de petróleo o sus derivados la falta operacional de fondo del pozo a largo por asentamiento diferencial y un aislamiento, proporcional a la importancia profundos de diseño por mejoramiento de suelos de cimentación con control de carga de operación o hidrostática y reconstrucción de fondo al reposar éste, como se ilustra en la figura 2.0.1. Este procedimiento con el tiempo se mejoró al evitar la pérdida de fondo, planeando reconstrucción de plantilla de apoyo por medio de inspecciones de pozos o lecturas (fig. 2.0.2) y se estudió posteriormente al análisis de asentamientos y su evolución con el tiempo, mediante pruebas de carga controlada de agua usada - en mismas estructuras o membranas flexibles en el fondo de cueros de evitar las reconstrucciones en la operación de los tanques.





Las prácticas con tierra con un procedimiento "racional" diseñado especialmente como un mejoramiento de suelos de cimentación tiene como origen a los primeros programas de instrumentación de obras de tierra como la desarrollada en la Planta El Infante (fruto prueba 3) y en el terraplén de prueba construido por SAICP desplazado en la zona del lago de Texcoco (referencia 4). En nuestro conocimiento se construyó el primer programa de mejoramiento de suelos de cimentación con una solución alternativa al método profundo con base en producciones de mejoramiento en un tanque de almacenamiento de agua en (St. Mateo Texpa, en 1966 (referencia 5), referencias que describimos en el capítulo 3. A partir de esta favorable decisión, en Petróleos Mexicanos se elaboraron programas de desarrollo con implicación de procedimiento de mejoramiento en casi todas las áreas de almacenamiento en donde se localizan suelos de cimentación blandos.

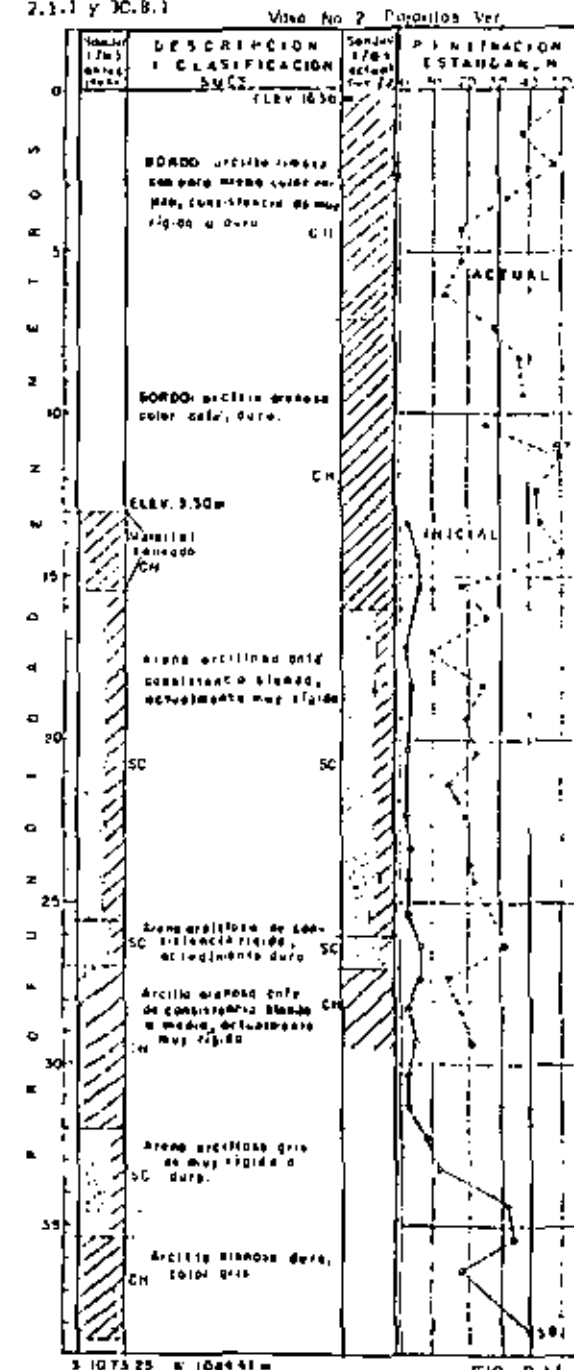
En el desarrollo de este camino de solución están también presentes los proyectos no concluidos y las modificaciones al proyecto de mejoramiento por no haberse cumplido los objetivos previstos como en el caso de proyecto de prueba con drenes verticales para proporcionar el escape superior de arcillas del tipo en la Planta de Almacenamiento y Distribución de productos Pemex Satélite Oriente, D. F.; las pruebas en aluviones en la construcción del Complejo Siderurgico Las Truchas en Michoacán y los proyectos y control de agua en la prueba hidráulica de los tanques 137 y 138 en Ciudad México, Texpa, con recomendaciones de abastecimiento del nivel de aguas freáticas y otras experiencias más en las cuales no se cumplieron con los objetivos iniciales de mejoramiento relativo de los suelos de cimentación.

2.1 Experiencias en los estudios geotécnicos

La aplicación del método en diferentes regiones de la República proporciona una experiencia que se proyecta a mejoramientos de atención a las diferentes etapas de la ejecución de un estudio geotécnico, como la importancia de un adecuado reconocimiento geológico en donde la búsqueda instrumental constituye una información necesaria, complementada con la identificación de los estratos, el perfil y sus deformaciones. Esta información tiene proyección en la clasificación del suelo como "blando" o "firme" y en la determinación de su capacidad de producción de frotamiento. El desarrollo de programas de prueba hasta el momento se ha orientado a las respuestas sedimentarias para el mejoramiento de suelos de formación reciente de origen fluvial, lacustre, lacustre o de estuario.

En las exploraciones, la penetración estándar en sondas continuas constituye una prueba de gran utilidad para la clasificación de los suelos y tipificación de la secuencia de depositación; es el índice usual en los suelos friccionantes para calificar la probabilidad de licuación y constituye la prueba que sirve de base para obtener los resultados obtenidos en las -

pruebas de los suelos de cimentación de Pajaritos, Ver. y Dos Heces, Tab., que presentamos en las figuras 2.1.1 y 2.1.2.



Nota: Fecha de construcción 5-VI-1974
Asentamiento Máxima 128 cm.

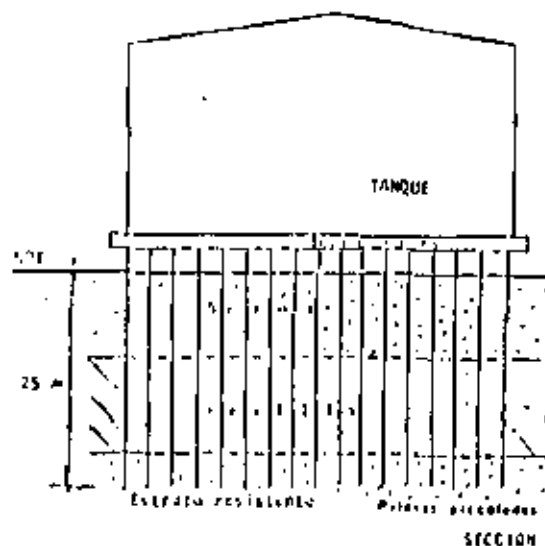
2.2 Los costos en el mejoramiento activo de suelos

De los factores de elección en el tipo de obra se tienen por cuenta, en el extranjero, el que condiciones se desvirtúan en la mayoría de los casos y al proponer como alternativa un mejoramiento de suelos, las ventajas de tipo económico de este procedimiento con respecto a otras soluciones deben ser muy significativas ya que las implicaciones de tiempo y seguridad en el objetivo, así como la claridad de las especificaciones (la conservación del centro estructural, la implicación del propietario de la obra y el desconocimiento de las técnicas por parte de los constructores hacen poco popular la propuesta.

A esta alternativa presentamos en forma de presupuesto el análisis realizado por la firma de decisión en la alternativa para construcción de tanque en Dos Bocas, Toluca y en Tlapachim, Vera, experiencias relatadas en los capítulos 21 y 22. Puede observarse que los análisis son fuertemente alternativos de costos iniciales, un elevado porcentaje interviene el tiempo de construcción y su proyección en el costo final del proyecto, ni la rentabilidad o importancia de operación inmediata de obra, así como tampoco se cuantifica la inversión en instrumentos e instrumentos en la observación de experimentos que seguramente requiere una propuesta.

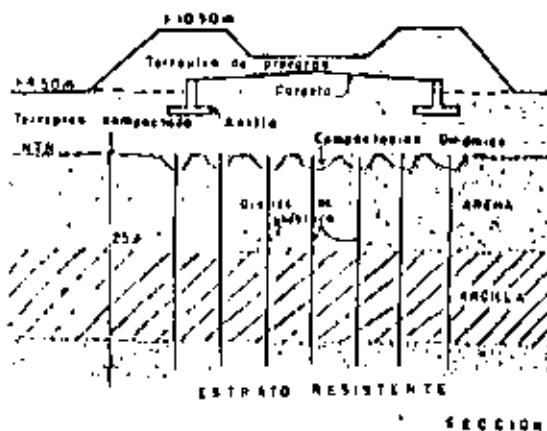
Estimación aproximada de los procedimientos propuestos para desplante de tanques de 500,000 bbl. En Dos Bocas, Tab.

En Alternativa: Desplante sobre pilotes previos de 0.40 x 0.40 m y losa de concreto.



Concepto	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Ingresos
Pilotes de concreto armado de 0.40 x 0.40 m. volutas	m.	25,000	\$ 1,500	\$ 37,500,000
Losa de concreto armado	m ²	1,500	480	1'680,000
			SUMA	\$ 39'180,000
Tiempo estimado de ejecución		120 días		

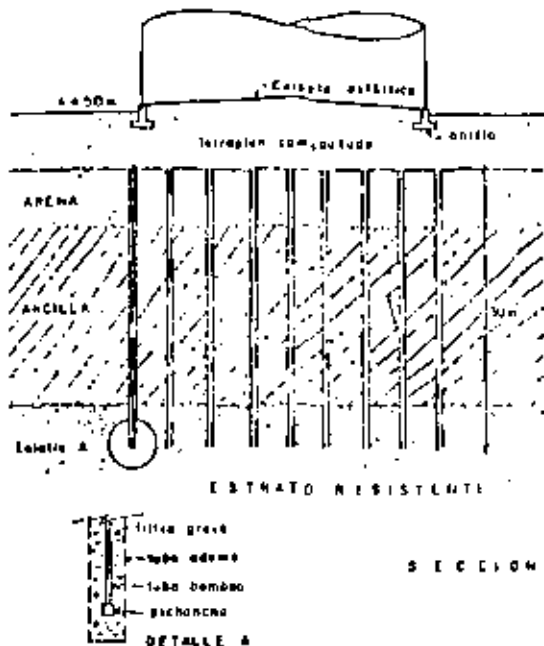
2a. Alternativa: Compactación dinámica, propuesta con drenes de plástico y desplante en plantilla convencional.



Concepto	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Ingresos
Compactación dinámica	lote	1	5'000,000	5'000,000
Arena para formación plantilla de apoyo compactada	m ³	60,000	30	1'800,000
Arena de relleno para propuesta a volteo	m ³	50,000	20	1'000,000
Instalación drenes de plástico	m ²	25,000	100	2'500,000
Anillo de concreto	m ³	250	350	875,000
Carpeta asfáltica	m ²	6,000	150	900,000
Instrumentación para observación de efectos	lote	1	300,000	300,000
Medición e instalación de instrumentos	lote	1	100,000	100,000
			SUMA	12'675,000

Tiempo estimado de ejecución: 700 días

3a. Alternativa: Proceso constructivo de arcillas a base de estabilizante de nivel de aguas freáticas y desplante del campo en plantilla convencional 150 pozos de 0.40 m de Ø y 10 m de profundidad, con filtro, adeno y bomba profunda para bajar 50 cm de asentamiento.

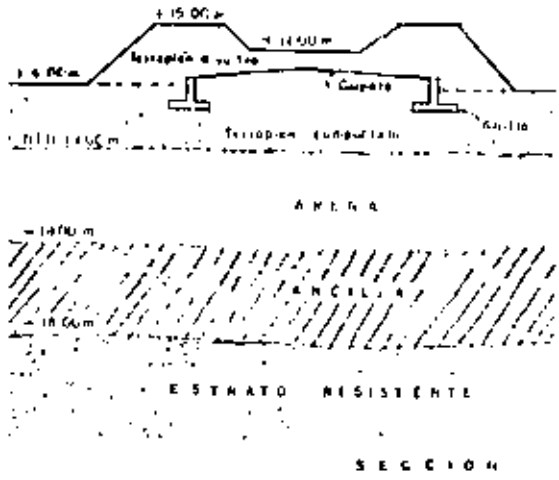


Concepto	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Importe
Ejecución de pozos con adeno y filtro	ml	1,500	5,000	7'500,000
bombas	Pza.	50	50,000	2'500,000
Operación y mantenimiento de terreno durante 3 meses de uso	día	90	25,000	2'250,000
Energía eléctrica trifásica	lote	1	600,000	600,000
Tubería en la red e instalación	lote	1	500,000	500,000
Drenaje para verter el agua	lote	1	150,000	150,000
Instrumentación para observación de efectos	lote	1	300,000	300,000
Medición e interpretación de resultados	lote	1	300,000	300,000

Concepto	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Importe
Arena para formación plantilla de apoyo compactada	m3	60,000	30	1'800,000
Anillo de concreto	m3	250	3,500	875,000
Carpetas asfálticas	m2	6,000	150	900,000
SUMA				23'075,000

Tiempo estimado de ejecución: 180 días

4a. Alternativa: Proceso constructivo a base de terraplen y desplante en plantilla convencional.



Concepto	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Importe
Arena para formación de plantilla de apoyo compactada	m3	60,000	30	1'800,000
Arena desmenuada para protección a volter	m3	45,000	20	1'300,000
Instrumentación para observación de efectos	lote	1	300,000	300,000
Medición e interpretación de resultados	lote	1	300,000	300,000
Anillo de concreto	m3	250	3,500	875,000
Carpetas asfálticas	m2	6,000	150	900,000
SUMA				5'475,000

Tiempo estimado de ejecución: 5 meses

Estimación aproximada de los presupuestos propuestos para desplante de tanques de 20,000 bies. en Parícutin, Ver.

1a. Alternativa: Desplante sobre pilotes precolados de 3.40 x 0.40 m y losa de concreto.

Concepto	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Importe
Pilotes de concreto armado hincado	m	1,728	500	864,000
Perforación previa	m	1,280	450	576,000
Colado y armado Armado, cámara y colado de losa	m ³	1,728	1,000	1,728,000
			3,500	1,050,000
			SUMA	4,218,000

Tiempo estimado de ejecución: 4 meses

2a. Alternativa: Proconsolidación a base de terrapién y desplante en plantilla convencional.

Concepto	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Importe
Corte	m ³	15,000	25	375,000
Acarreo	m ³	2,000	15	300,000
Terrapién estructural compactado	m ³	3,000	70	210,000
Terrapién a volteo	m ³	12,000	20	240,000
Muro anillo mortero arena	m ³	60	1,000	60,000
Plantilla gravilla triturada con riegos asfalto	m ²	320	60	19,200
			SUMA	1,104,000

Tiempo estimado de ejecución: 6 meses

Como proyección final en los costos de proyecto en PISEZ podemos considerar que aproximadamente la proyección como alternativa de construcción ha economizado en \$ 900,000,000.00 por diferencias en inversión inicial de cimentaciones para 96 tanques de almacenamiento de capacidad de 10,000 a 500,000 bies. Como una información complementaria a lo aquí comentado de cuestiones de prevención de México, anexamos al final de este reporte los resultados registrados por el Departamento de Geología de Pícutin.

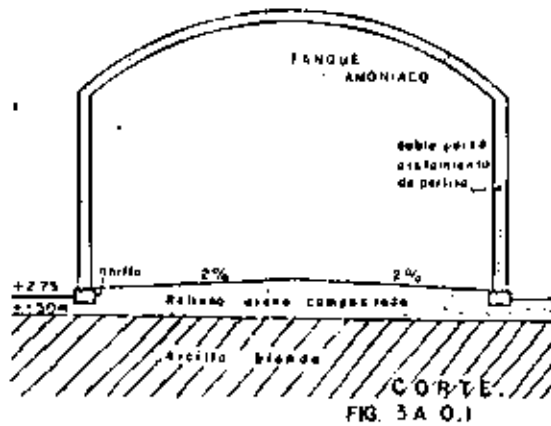
3. EXPERIENCIAS DE APLICACIÓN

3A.0 Tanques para Almacenamiento de Amoniaco

Estructura de doble pared, cilíndrica, de techo cónico y sustentado por las paredes verticales.

Cargas en proyecto:

Peso del tanque	1,500 T
Peso del producto	20,000 T
Peso de la curva de cimentación	2,000 T
Área de contacto a nivel de desplante	1,621 m ²
Presión de contacto a nivel de desplante	17.6 T/m ²



3A.1 Requerimientos de Proyecto

Se requiere una cimentación firme, que en desplante superficial no permita asentamientos totales mayores de 30 cm y diferenciales máximas de 10 cm, ya que en el diseño del tanque y tuberías no se prevén esfuerzos ocasionados por deformaciones mayores.

3A.2 Estudio Geológico

El área donde se desplantó el tanque se parte de un terreno de formación reciente cuyo subsuelo lo caracterizan predominios fluviátiles o de esteros hasta una profundidad variable de 20 a 25 metros; debajo de éstos se localizan lutitas alteradas o areniscas del terciario.

Las exploraciones presentan las características del perfil tipificado en la figura 3A.2.1, con la siguiente secuencia de suelos:

Arenas de médano, de medias a finas, sueltas o compactas (relleno superficial con espesor variable de 1.50 a 4.00 m).

Un estrato entre 6 y 9 metros de espesor, de arcilla de alta compresibilidad, blanda, con contenidos de agua de 40 a 60%, normalmente consolidada, constituida con materia orgánica.

Capas intercaladas de arena de mediana a fina, de creta cónida mediana, arcillas rígidas o medias de los 2 metros inferiores.

Arcillas duras (lutitas) o areniscas.

El nivel de aguas freáticas se define en todas las exploraciones, de 0.40 a 1.00 metro de profundidad, aproximadamente; la presión en el agua registrada en piezómetros manométricos instalados a diferentes profundidades antes de la construcción, tienen una variación hidrostática.

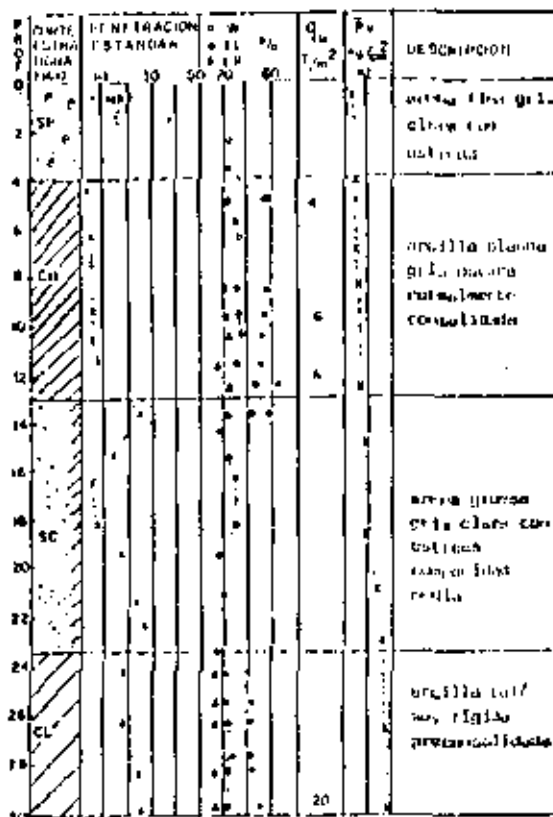


FIG. 3A.2.1

- w contenido de agua
- LL límite líquido
- LP índice plástico
- C_p compresión no confinada
- P_v presión vertical

Su γ 129%
 w 20%
 NAF 0.01%
 Suelo 5A-3

Por la dimensión del tanque se visualiza que las propiedades mecánicas que condicionan el diseño de la cimentación, son la de los estratos blandos o suelos de espesores variables entre 7 y 9 metros, que en pruebas de resistencia a esfuerzo constante, presentan las características y parámetros que se presentan en el registro.

Muestra	Prueba	Parámetros						Clasif. S.U.C.S.
		q_u T/m ²	c T/m ²	ϕ °	w %	C %	e	
11.75	qu-R	4.8	1.5	14°	47	100	0.94	CH
9.75	qu-R	4.9	2.7	17°	44	100	1.11	CH
4.75	Q		1.0	0°	64	100	1.80	CH

Las características de estos suelos en pruebas de consolidación unidimensional, se presentan a continuación:

Tanque	Sondeo	Muestra de m	N %	G %	uv cm ² /kg	Clasif. S.U.C.S.
M13	29-3	4.50 a 5.00	62	100	0.20	CH
		16.00 a 16.50	32	100	0.09	CH
		26.00 a 26.50	23	100	0.02	CH

Con en el cálculo de asentamientos hay necesidad de estudiar el por ciento del asentamiento total debido a deformaciones elásticas, se determinó el módulo de deformación elástica en pruebas triaxiales típicas con ciclos de carga y descarga. Se obtuvo para el estrato de arcilla un módulo de $E = 220 \text{ kg/cm}^2$.

Estabilidad a corto plazo: los esfuerzos transmitidos por el tanque a nivel de desplante son mucho mayores a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos blandos en pruebas típicas no drenadas, por lo tanto una cimentación superficial con carga rápida, produciría un incremento alto de la presión de poro (por la baja permeabilidad de las arcillas), que al no poder disipar se podría ocasionar fallas de esfuerzo cortante. Tratando de suelos consolidados con resistencia variable en cada capa, para falla general por esfuerzo constante, se empleó el análisis límite en equilibrio del momento actual con el resistente, usando el método de Meyerhof. Los factores de seguridad obtenidos fueron de 1.1 a 1.3.

El verificar la estabilidad en estos tiempos con un método como el anterior, implica usar el perfil tipo del subsuelo, con incrementos de falla del tipo circular en un plano, este procedimiento ha reportado tipos de falla sólo para factores de seguridad de 1.7 (D. Serrano y A. Overland en México), producidos por letras de bloques de arcillas o por roturas de falla no establecidas ocasionadas por grietas o condiciones no detectadas en el estudio de suelos.

El análisis de capacidad de carga en estas estructuras pierde importancia; porque el concepto "falla" está relacionado a las grandes deformaciones que se pueden presentar por flujo plástico de los suelos blandos o a los asentamientos por consolidación, estabilizados para una carga total superficial.

Asentamientos: la magnitud de los mismos se estimó inicialmente para las condiciones de un desplante superficial a tiempo llento aplicando el diagrama de Terzaghi en la determinación de la difusión de esfuerzos en los suelos típicos en el perfil presentado en la fig. 3A.2.1 y con la compresibilidad obtenida en pruebas de consolidación unidimensional para cada estrato compresible.

Con este criterio se determinaron los valores siguientes en los que también se marcan las deformaciones elásticas estimadas.

Tanque	Centro cm	Perímetro cm	Por capas			Diferencial total cm
			2a. cm	3a. cm	4a. cm	
M13	105	60	90	8	7	45

Los resultados del cálculo de las expansiones se muestran a continuación y tienen como objeto cuantificar las recuperaciones en la etapa de descarga.

Tanque	Asentamiento elástico		Expansión por descarga	
	Centro cm	Perímetro cm	Centro cm	Perímetro cm
N13	18	11	10	6

3A.3 Proposición de Mejoramiento

Los análisis de resistencia y compresibilidad realizados en el suelo anterior, manifiestan deformaciones que exceden a las especificadas y predicen un comportamiento inadecuado de los tanques, si éstos se desplazan superficialmente sobre cunetas o bases de tierra excavada y compactada, sin preparación previa de las arcillas blancas y profundas.

Ante estos resultados, el estudio planteó dos alternativas de resolver el problema de cimentación:

Cimentación Profunda. - Pilotes apoyados a los 15 a 25 metros de profundidad, anclados en una estructura rígida para soportar de los tanques, fig. 3A.3.1

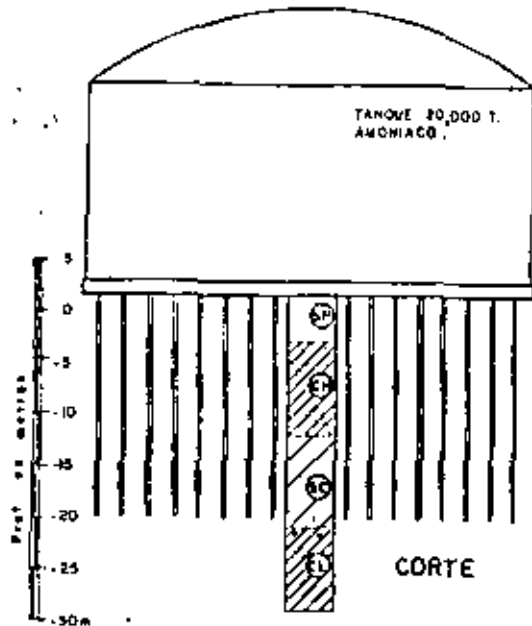


FIG. 3A.3.1

Mejoramiento de suelos con precarga: preconsolidación de suelos por medio de cargas previas a la de operación, producidas en el tiempo de preparación del terreno, produciendo asentamientos no recuperables, incrementar la resistencia de los suelos blancos, no producir flujos plásticos y como objetivo final lograr una cimentación superficial, económica, que permita un funcionamiento satisfactorio de los tanques y asentamientos tolerables durante la vida útil de su estructura.

El criterio para adoptar cualquiera de las soluciones debe estar previamente condicionado a un análisis económico donde intervengan los progresos de construc-

ción y operación de los depósitos; sin embargo, la experiencia en construcción de estas estructuras de gran flexibilidad, dilatación y concentración de cargas, indica la conveniencia económica en utilizar cimentaciones sobre pilotes o pilotes, que puede igual o exceder el costo de los tanques.

Por especificación los tanques pueden funcionar satisfactoriamente, aún con deformaciones como las mencionadas en el ítem respectivo; las explotaciones realizadas en el área de cada uno de los depósitos, presentan la capa de arcilla blanca entre 2 estratos de arena que pueden funcionar como diques, para el flujo de agua y es este estrato de arcilla blanca, el que presenta mayor asentamiento. Los asentamientos en la descarga son de magnitud reducida.

3A.4 Elección del Método

La preconsolidación se puede realizar usando diferentes sistemas de carga previa, como una prueba hidrostática controlada de los depósitos; terrapienes de una altura determinada con incrementos de carga previamente estudiados, para no producir deformaciones plásticas o fallas por resistencia constante por tanto es un método comprobado, aumentando las presiones efectivas al elevar el nivel de aguas freáticas.

Para la elección del método de precarga se estudiaron las ventajas y desventajas de cada uno de los mencionados anteriormente; los cuales pueden resumirse en la forma que se describe a continuación:

La precarga de los depósitos con agua, es el método más usual, siendo similar a una prueba hidrostática, lo que puede variar su tiempo de duración de acuerdo con el porcentaje de consolidación que se desea obtener en la precarga; una vez realizada esta prueba hay necesidad de renovar el tanque. Este sistema no requiere más materiales que los necesarios en la operación convencional de un tanque, las cargas pueden ser aplicadas económicamente y con rapidez, pues existe una correlación muy directa entre cargas de prueba y la de operación, produciéndose elevadas resistencias efectivas en la masa de suelo; sin embargo, tiene la desventaja de necesidad de contar en forma anticipada del tanque, riesgo de que en una falla se pierda la estructura o que sea costosa su reparación.

La precarga con terrapienes es económica si los materiales usados en el relleno son empleados para otra función constructiva; presentan las ventajas de una estructura provisional que en poco tiempo a la definitiva, siendo además susceptible para poder corregir deformaciones locales no previstas y la sobrecarga no tiene limitación en magnitud más que la marcada por el tiempo y el estudio de suelos.

El tercer procedimiento tendría limitaciones por el equipo a usar, el tiempo de empleo del mismo, los grandes volúmenes de agua por transferir y los efectos en proyección horizontal del terreno.

Del estudio de las ventajas y desventajas de estos

sistemas, y tomando en consideración las condiciones locales, así como las especificaciones del proyecto - en donde se estableció un relieve general en las áreas para elevar la cota, se decidió que los terraplenes se realizarán con terraplenes formados con arena de médano.

3A.5 Programación de presarga

En base a la construcción de terraplenes con cargas totales de 1.5 a 2 veces las de operación de los tanques, se establecieron las dimensiones y características físicas a continuación:

Tanque	TERRAPLEN			ETAPAS de CARGA		Tiempo de Observac. días
	Diámetro corona m	Altura m	Talud Talud	de	a	
MII (Demarcado)	44.00	8.00	2:1	1.5	4.0	40
				4.0	4.0	60
				6.0	8.0	35

La altura total, los incrementos y el tiempo de observación en los muros están influenciados a la variación de la resistencia con el tiempo de los suelos blandos, a no producir deformaciones plásticas ya que los cálculos de asentamientos generalmente incluyen las deformaciones por consolidación y éstas son determinadas en pruebas de consolidación unidimensionales y obtener en el tiempo de carga los asentamientos calculados en un 60% de los estimados como totales.

Los criterios de cálculo adoptados para construir cada uno de los límites anteriores fueron:

- El porcentaje de consolidación por lograr en la presarga, se usará como el criterio de Terzaghi y con fronteras de ensayo como las establecidas por la secuencia estructural en el perfil de la figura 3A.2.1. Las gráficas de variación de la altura de terraplen, tiempo y asentamiento, calculados en base a la forma establecida de carga, se pueden observar en la figura 3A.5.1 (curva teórica de asentamiento).
- La carga total colocada en forma rápida, producirá deformaciones plásticas muy altas, ya que la presión de contacto es varias veces la resistencia al drenaje controlado de los suelos blandos; y en vista de que no existe método para el cálculo de estos asentamientos plásticos, se determinó la magnitud de los esfuerzos verticales necesarios para producirlos, encontrándose falta con los valores calculados en la referencia 2 y fue de 10 ton/m^2 .
- Para llegar a la altura máxima de terraplen programada con los incrementos y tiempo de observación establecido, fue necesario determinar el asentamiento bajo las cargas establecidas el criterio de calcular el último incremento de presión de poro con la carga inicial, por medio de la ecuación de Skempton

$$u = B(A_1 + A(A_1 - A_2))$$

Se consideró $u = 1.0$ y $A = 0.5$, calculando A_1 y A_2 con la distribución de esfuerzos de Boussinesq para una carga uniforme, en un área circular flexible.

Este incremento en la presión de poro se consideró en su límite y su disminución con el tiempo, en base a las curvas por ciento de consolidación-tiempo definió el programa de presarga. Para el control de la misma se programó la reducción de la presión de poro, instalando piezómetros en el centro de la capa de arcilla blanda.

3A.6 Instrumentación

Para verificar los efectos predichos en las pruebas de presarga se programaron observaciones de campo, que se iniciaron antes del desplante de los terraplenes y se extendieron a las presargas, construcción de los tanques y operación de los mismos.

La instrumentación adoptada en el área planteó como objetivo la determinación de:

- La variación de las deformaciones verticales con el tiempo.
- Las condiciones piezométricas iniciales en el suelo y sus variaciones en las etapas de presarga y descarga, construcción de tanques y operación.

Para el registro de los asentamientos se establecieron niveles de nivel con la distribución indicada en el croquis de la figura 3A.6.1

Para la presión de poro, piezómetros neuronales instalados en el centro de la primera y segunda capa de arcilla.

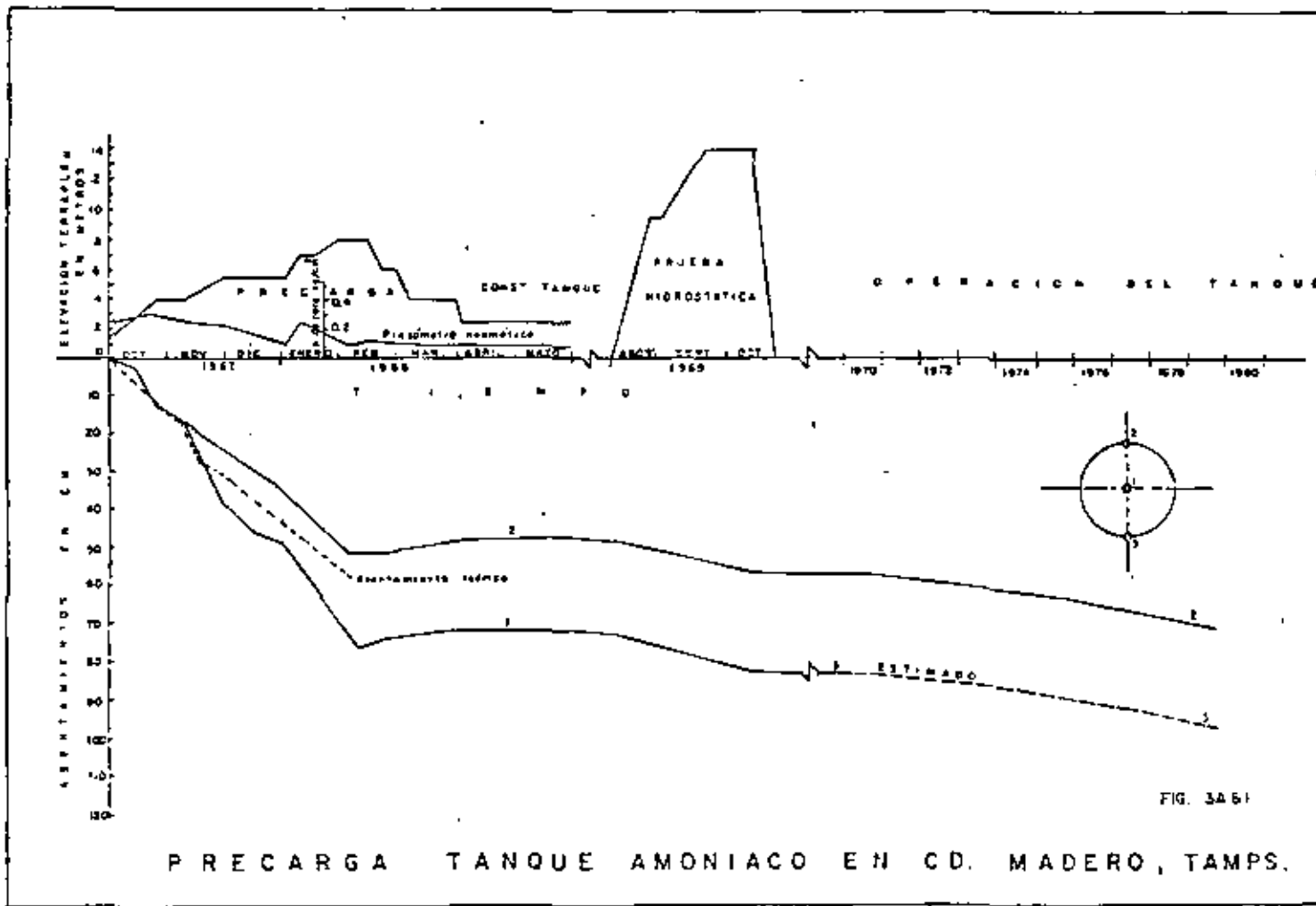
Las lecturas obtenidas en el proceso de presarga, construcción y operación del tanque MII, se muestran en la figura 3A.6.1

3A.7 Observaciones

Se inició la construcción del terraplen de presarga el 31 de octubre de 1967, para llegar a la altura programada de prueba (8 metros), con tres etapas intermedias, 4.00, 5.50 y 7.00 metros. El registro de asentamientos se verificó en 5 niveles de nivel en la zona de carga y 6 distribuidos en dos ejes, para detectar influencia de concentración de carga.

La gráfica de la figura 3A.5.1 presenta el proceso de asentamientos en 2 puntos del terraplen, uno en el centro y otro en la periferia de la corona, con líneas intercaladas se muestra la gráfica teórica de asentamientos previstos para el centro del área cargada.

La prueba de carga con tierra se efectuó durante un período de 140 días, obteniendo deformaciones verticales de 78 cms en el centro y 48 en la periferia; el asentamiento previsto y el logrado coincidieron prácticamente hasta una altura de terraplen de 7 metros, después las deformaciones verticales en la prueba se incrementaron, dando al final de la misma una magnitud con la antes expresada, que difiere de la teórica en 15 cms; lo anterior es una evidencia de que, a este nivel de carga se producen deformaciones plásticas ya que se ha alcanzado la altura prevista en los cálculos (6 metros), para que no se produzca flujo plástico, sin que por otro lado se haya superado el tiempo suficiente para que el terreno incrementara su resistencia con la consolidación deseada.



PRECARGA TANQUE AMONIACO EN CD. MADERO, TAMPS.

La descarga propiamente se realizó en 80 días, con su capacidad máxima de 6 cms., sin embargo, por el período de construcción de la base del cemento y del tanque (su mayor profundado (360 días), hizo temas que las capacidades fueran mayores, pero al término de este período básicamente se incrementaron en 1 cms., llegando así a las calculadas.

La prueba hidroscática, realizada a una carga de agua equivalente a la de operación máxima del tanque con producto, duró 83 días y en la misma se respetaron como máximas asentamientos de 12 cms., prácticamente los que se habían calculado.

Los bancos de nivel mostraron que la influencia de una carga sobre el fondo de construcción, se presenta con asentamientos hasta una distancia aproximada de una vez el radio del tanque a partir de la periferia de éste y en los momentos para perceptibles, después de esta distancia.

3B.0 TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE CEMENTO, TERMINAL MARITIMA PAJARITOS, VER.

Petróleos Mexicanos en su programa de desarrollo de las áreas adyacentes al puerto un proceso de construcción en la Laguna de Pajaritos, Ver., proyectó una Terminal para el Almacenamiento de Productos - Pastizados y Cimentación, la constituyen fundamentalmente Tanques de almacenamiento, cisternas, vertederos, de límite de agua, fondo plano y capacidad de entre 150,000 y 200,000 barriles. Las características generales, la clasificación y las dimensiones de estas estructuras se presentan en la tabla 1.

Tanque	Cap. Bls.	Diam. ■	Altura ■	Poso lleno	Peso
				hidroscática ton	Mucho Ton.
102 y 103	150,000	45.750	14.640	24 333	476
104 al 108	200,000	54.900	14.640	35 637	672

Tabla 1

El subsuelo en sitio está constituido por relleno - producto del dragado del canal de navegación en Pajaritos, vaciados en limpieza en el área de proyecto y depositados sobre sedimentos blandos o sueltos de formación reciente, producto de las crecientes del río Cuicatlanalco o de formación reciente.

3B.1 Especificaciones

Por las dimensiones y características de las estructuras en proyecto y las referencias del subsuelo en la zona, las especificaciones para seguridad y operación de los tanques, se orientan fundamentalmente a prevenir las fallas de capacidad de carga y de deformación, así como a limitar los asentamientos en la vida útil de operación a 30.0 cm máximo en el caso (para evitar la exhalación de agua, deformaciones y distorsiones de la tubería o cisternas acopladas) y en el fondo de 0.5 cm por cada metro (promediándose una mayor deformación sobre estructuras en la soldadura y láminas de fondo y variando además las pendientes respectivas para la limpieza).

3B.2 Subsuelo y propiedades de los suelos

El subsuelo regional superficialmente presenta los rellenos de material producto del dragado del canal de navegación en la Laguna de Pajaritos, los cuales por lo común varían de 1.00 a 2.50 m, se constituyen por arena gruesa mediana de gruesa a finas saturadas, que fueron vaciadas sobre la primera sección de suelos líquidos sueltos o blandos (de -1.00 ó -2.50 a -12.00 ó -16.00 m) sobre de arcillas limo arenosas, arenas limo arcillosas o arcillas de alta compresibilidad que constituyen la formación reciente. Sobre la formación anterior, otra serie de suelos en los que se alternan arenas de mediana a finas con pedregos con pequeñas cantidades de arcillas de mediana a gruesa del Pleistoceno de un tipo aluvial o coluvial, esta formación intermedia descansa sobre una superficie delgada probablemente del Mioceno, formada por arenas muy gruesas de arenas gruesas y medias en pedregos con gruesas y alternadas algunas veces con lutitas arcillosas.

La clasificación, tipificación y descripción de los suelos encontrados se resume en las figuras 3B.2.1 y 3B.2.2. La resistencia, compresibilidad y permeabilidad de la primera sucesión de suelos (de 0.00 a -12.00 ó 16.00 m) de profundidad, clasificados como blandos o sueltos y muy compresibles, se estimaron en ensayos de resistencia al esfuerzo cortante y pruebas de consolidación uniaxial normal a espesores reducidos en las muestras (maltadas) luego de ser trituradas para la primera propuesta, los parámetros que se presentan en el gráfico 3B.2.3, mismo en el que aparecen la profundidad de la muestra y algunas características índice de los suelos sueltos; los parámetros corresponden a los equivalentes de Mohr o de Terzaghi (trazados) para condiciones de falla o esfuerzos principales de compresión en pruebas triaxiales rápidas o ensayos de compresión simple. De la primera serie de suelos, la compresibilidad descrita de la variación de la relación de vacíos con la presión efectiva a esfuerzos isotérmicos, se puede observar de las gráficas que forman la figura 3B.2.4, correspondientes a los ensayos de consolidación uniaxial normal efectuados a muestras de esta sucesión de suelos blandos o sueltos. Para los suelos de suelos directos como intermedia e inferior, las propiedades índice y la penetración estándar son las únicas bases para estimar por correlación la resistencia y la compresibilidad.

3B.3 Desplante en suelos blandos

El proyecto de la construcción de estas estructuras de almacenamiento en un subsuelo con un gran espesor de suelos blandos o sueltos muy compresibles, se inicia con el análisis de estabilidad a corto plazo, relacionando los factores de seguridad a la falla obtenidos para un desplante superficial con los mínimos aceptables para estas estructuras, en el que el principal problema principal por su gran ductilidad y flexibilidad lo constituyen los asentamientos.

Falla por capacidad de carga de los suelos blandos al concepto general de falla por capacidad de carga y los criterios establecidos de análisis para determinar la carga crítica que se puede aplicar en una cimentación circular de radio de 22.87 m, de 15 metros de altura pueden utilizarse en este caso, ya que antes de que ocurra una falla general, el fondo del tanque ha-

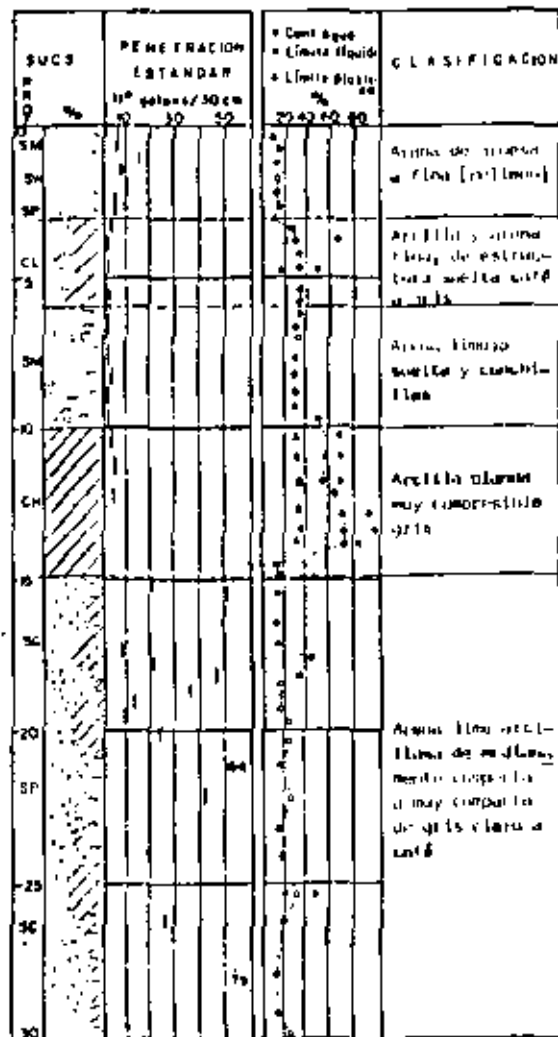


FIG. 3 B.2.1

N = 305,00 m
 w = 14,50 %
 N₆₀ = 1,30 m Sonda: 1748

trá fallado por deformación. Para problema es más al
 milar al concepto de falla local expresado por Terzaghi
 y para el cual recomiendo que se utilice la expresión:

$$q_c = 1,30 N_60 = 0,489 N$$

simplificada por tratarse de un desplante superficial
 Si, C = 2,00 T/m², φ = 8°, γ' = 1,00 T/m³, N/c = 7,5

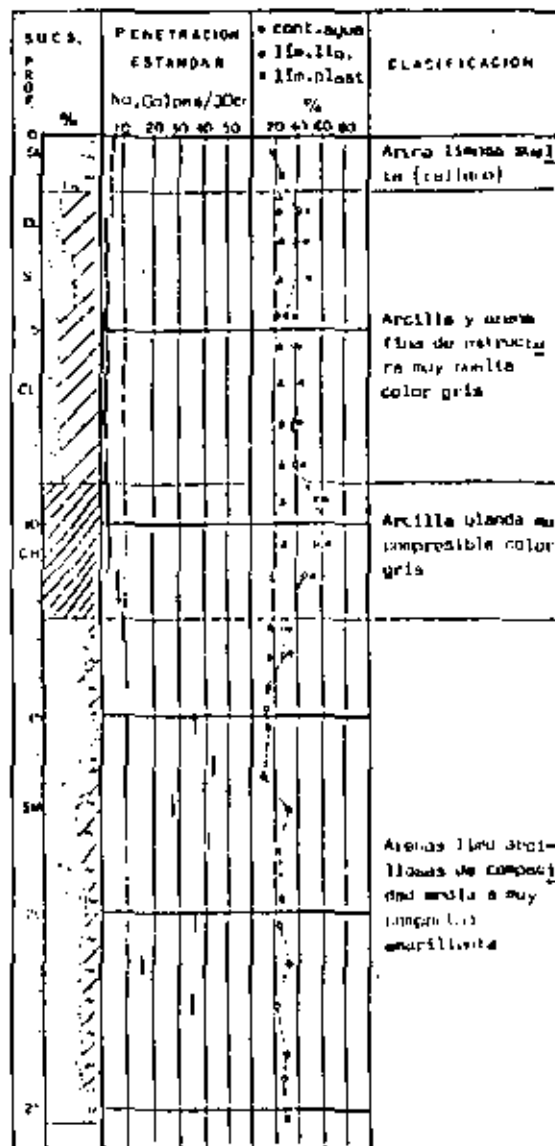


FIG. 3 B.2.2

N = 305,00 m
 w = 14,50 %
 N₆₀ = 3,50 m Sonda: 1751
 N₆₀ = 50 m

Sonda	Profundidad m	N ₆₀	el	GI %
1748 A	12,55 - 13,15	57	1,773	98,7
1748 B	11,70 - 12,10	55	1,494	97,2
1748 C	10,80 - 11,25	57	1,519	99,7
1750 D	2,25 - 2,85	30	1,085	100
S-3 E	4,38	38	0,990	99

Serie	Muestra		N	ni	Cl	Resistencia al enf. cortante	
	De m	A m				qu T/m ²	q T/m ²
1746	1.60	2.20	63	1.630	100		4.00
1746	1.60	2.20	65	1.680	100		4.70
1746	4.95	5.60	40	1.020	100		2.60
1746	4.95	5.60	36	0.940	100		3.00
1746	9.80	10.40	55	1.430	100		2.50
1746	10.40	11.00	55	1.357	100		2.50
1746	10.40	11.00	54	1.116	100	3.70	
1746	12.40	13.00	67	1.730	100		2.30
1747	4.35	4.95	30	0.800	100		4.50
1747	4.35	4.95	30	0.862	100	3.20	
1747	4.95	5.55	26	0.690	100	20*	0.50
1747	5.55	6.15	37	0.986	100		4.00
1747	5.55	6.15	38	0.977	100	2.60	
1747	12.40	13.60	66	1.655	100	1.70	
1747	21.60	22.20	26	0.660	100	8.40	
1747	21.60	22.40	26	0.658	100		5.50
1747	22.20	22.60	34	1.025	100		6.00
1747	22.20	22.60	33	0.977	100	9.72	
1747	22.80	23.40	33	0.841	100		5.50
1747	22.80	23.40	35	0.880	100	14.00	
1748	10.80	11.25	54	1.436	100	1.31	
1748	10.80	11.25	54	1.419	100		1.50
1748	12.55	13.15	64	1.630	100		2.00
1748	12.55	13.15	66	1.705	100	3.94	
1750	2.25	2.85	39	1.140	100	3.50	
1750	2.25	2.85	36	0.996	100	7*	2.00
1755	4.20	4.80	33	0.811	100	7*	4.50
1755	4.20	4.80	31	0.732	100	2.50	
1755	5.25	5.65	48	1.100	100	3.27	
1755	5.25	5.65	42	1.132	100	5*	2.50
1755	9.45	10.05	51	1.320	100	2.30	
1755	10.50	11.10	54	1.440	100	2.60	

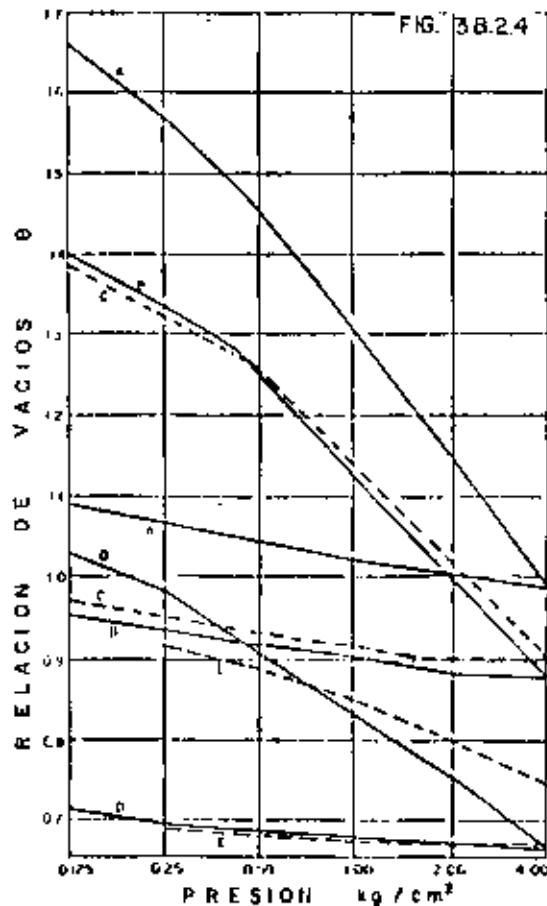
Resumen 3B.2.3

$$q_c = 30.3 \text{ T/m}^2 \quad q_{ad} = \frac{30.3}{3} = 10.10 \text{ T/m}^2$$

$$A \quad 10.10 \text{ T/m}^2 < 16.00 \text{ T/m}^2$$

La capacidad de carga admisible con el factor de seguridad recomendado es menor que la carga máxima con el tanque en operación; esto implica que un desplante convencional superficial no reúne las seguridades en cuanto a capacidad de carga respectivas, pero como se dijo anteriormente, este no es el principal factor que limita la adopción para un desplante como el descrito, sino que son los asentamientos máximos totales y diferenciales los que rigen este diseño; los máximos estimados para un desplante superficial fueran de 70.0 a 107.0 cm totales y de 2.0 a 3.0 cm por metro diferencial en el fondo; magnitudes superiores a las expresadas como tolerables. En la figura 3B.3.1 se presenta un método de análisis y la simplificación utilizada para determinar la magnitud de los asentamientos esperados.

Es también previsible que los asentamientos calculados se incrementaron considerablemente si las 16.00 T/m² (presión a tanque lleno y desplante superficial) se aplicaran rápidamente y produjeran deformaciones del tipo plásticas, ya que los cálculos realizados se



hicieran en lugar a los resultados de la prueba de con-
solidación tridimensional que se efectuó con estier-
zos isotrópicos y siempre con reducción de volumen.
Por lo que, en desplantes en un subsuelo tan suavis-
tados, es necesario fijar la presión máxima que fue
de aplicarse en la superficie sin que se produzcan de-
formaciones del tipo plásticas en los suelos más blandos.
Kalinovsky establece que:

$$\text{Presión máxima} = p = 4c \left(\frac{D'}{D} \right)^2; \quad D' = D + 2t \cos \theta$$

Donde:

- θ = Ángulo que forma la vertical con la línea que representa la distribución de esfuerzos en el medio
- D = Diámetro del tanque
- t = Espesor del tellero
- c = Cohesión del material determinado en prueba rápida no drenada o a $q_u = 2.0 \text{ T/m}^2$

Por lo que:

$$p = 9.50 \text{ T/m}^2$$

$$9.50 \text{ T/m}^2 < 16.00 \text{ T/m}^2$$

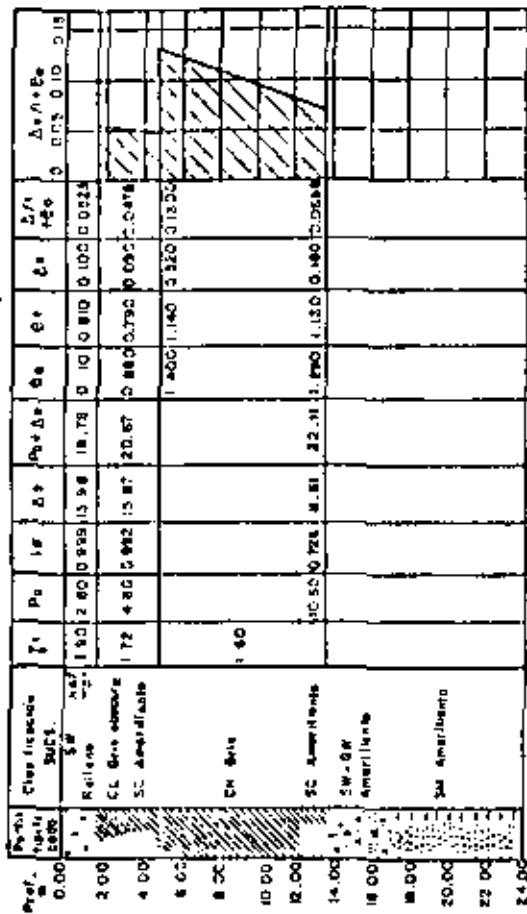


FIG. 38.3.1

38.4 Elección de Circunferencia

Con los análisis del capítulo anterior, se demuestra que una cimentación superficial a base de los cimientos circulares de apoyo generalmente recomendados en muchos libros para estas estructuras, no es posible, por lo que, la solución a este tipo de problema de cimentación debe orientarse a 2 procedimientos: o reducir la carga de suelos blandos y apoyarnos en la que tiene resistencia resistente (cemento Portland o base de pilotes) o se apoyan directamente las propiedades mecánicas de estos suelos blandos en base a procesos de asentamiento que establezcan relaciones similares a los que se dan en la operación del tanque, se incrementa la resistencia al asentamiento con el tiempo los esfuerzos efectivos en la estructura y también lograr como mínimo un 60% de los asentamientos por consolidación calculados, así como establecer un proceso de carga en el cual no se rebasen la presión máxima a la que se inicia el flujo plástico.

Las características especiales de estas estructuras - (límite de asento, flujo plástico y una gran flexibilidad) y la diferencia en costo inicial de la cimentación entre proporciones variables de 2:1 y 5:1, con factores que afectan las preferencias por la segunda solución (asiento, costo, evitar las propiedades restrictivas de los suelos blandos en procesos de preconsolidación y asentamiento superficialmente con las cargas convencionales una vez logrado el proceso).

Para planear un proceso de preconsolidación de suelos es necesario el conocimiento de la evolución del asentamiento con el tiempo; esto se estimó con el criterio siguiente:

Asentamiento-tiempo: la evolución de la deformación con el tiempo se determinó haciendo válido para la consolidación del subsuelo, la teoría de Terzaghi (ya que se trata de suelos normalmente consolidados y saturados). El análisis realizado, así como la tipificación del subsuelo para efectuar el mismo, se muestran en la figura 38.4.1.

Con la información de la figura se obtiene la curva - (típica del proceso deformación-tiempo) que se presenta en la figura 38.4.2, marcando en la misma los asentamientos que se pueden lograr en un período de carga de 180 días, los que pueden ser deducidos del total de asentamientos esperados y la diferencia será el asentamiento por ocurrir en la estructura durante la prueba hidrostática y vida de operación del tanque.

La gráfica de la figura 38.4.2 representa un proceso de deformación asimétrica con el tiempo, por lo que implica que la carga superficial sobre los suelos blandos es tal que la presión de contacto a nivel de desplante no rebasa la máxima admisión de 7.50 T/m² y no produce deformación del tipo plástica (por lo que la carga para preconsolidar los suelos debe ser como mínimo la misma que la de los tanques en operación o mayor que ésta y transmitir esfuerzos a nivel de desplante del orden de magnitud que los anteriores, lo que favorece preconsolidar los suelos con cargas previas a la operación del tanque, ya sean proporcionales por terraplenes o cargas de agua en el mismo tanque).

Es necesario que el proceso de los mismos se elabore en base a la carga crítica de 7.50 T/m² y se incrementa uniformemente hasta la resistencia de los suelos blandos. Para ello se estableció que existe un parabolismo entre el incremento de presión de agua, incremento de resistencia y porcentaje de consolidación, este parabolismo se indica considerando que en la resistencia inicial máxima, la presión de agua que está dada por la expresión:

$$\Delta u = 1.4 \Delta p + A (\Delta p - \Delta u)$$

- Δu = Incremento de presión de agua que se da en cada etapa de aumento de carga
- Δp = Incremento de esfuerzo de confinamiento generalizado por el aumento de presión
- Δu = Incremento del esfuerzo vertical en el elemento considerado que está dado por el incremento de presión
- B = Para arcillas suaves saturadas = 1
- A = Generalmente en este tipo de suelos es recomendable adoptar un valor de 0.5 y cuando las presiones sean mayores de 1.0 T/m² hasta a 0.7

$$\Delta u = 7.50 \text{ T/m}^2$$

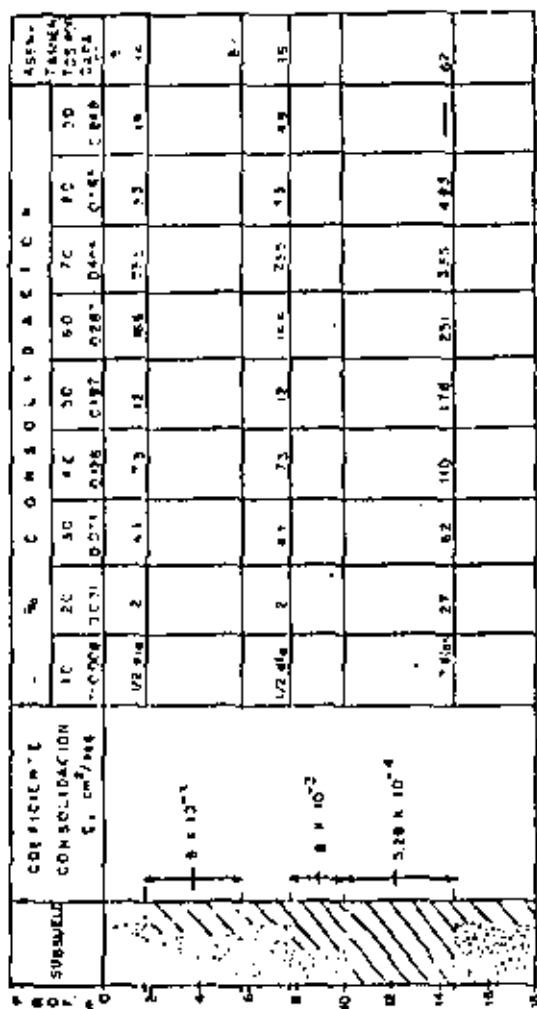


FIG. 38.4.1

Lógicamente en 180 días por vía acentuar 4.50 T/m² y llevar de una presión inicial de 9.00 T/m² a una carga final de 13.50 T/m², que es mas o menos equivalente a la presión de operación del tanque.

38.5 Procedimiento de Mejoramiento e Instrumentación

El área en proyecto para los tanques de almacenamiento es una plataforma formada como se dijo anteriormente sobre un terreno con material suelto sin ninguna modificación, por lo que se recomienda que los accesos se construyan proviendo que las terracerías perderán con el tiempo elevación en su nivel de superficie, debido a los fuertes asentamientos que se presentarán en el cuerpo de las mismas por el incremento de esfuerzos en los suelos sueltos en esas zonas. Ante esta posibilidad, lo más conveniente es no dejar una rasante definida hasta que las terracerías ya sean circulares como mínimo unos 4 meses.

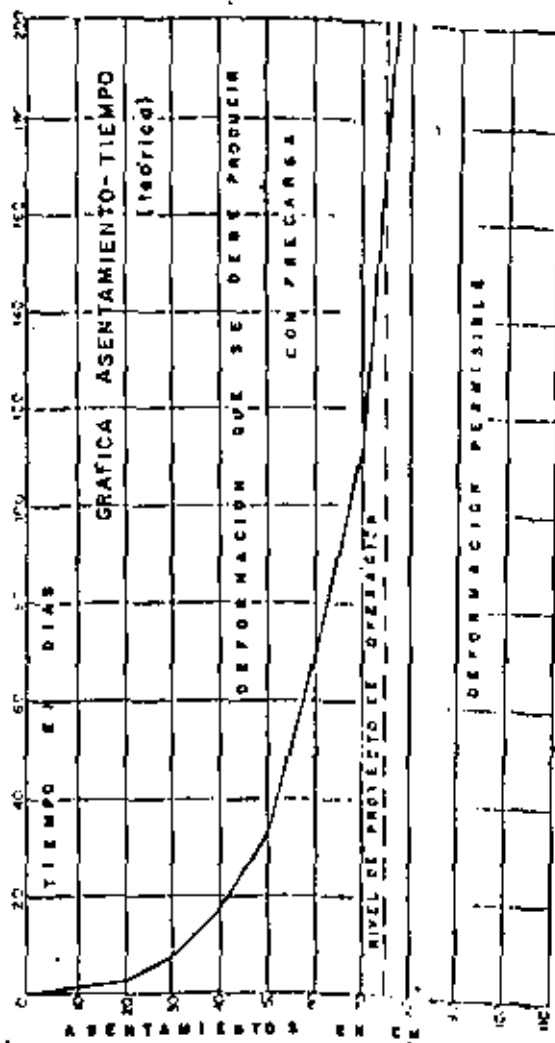
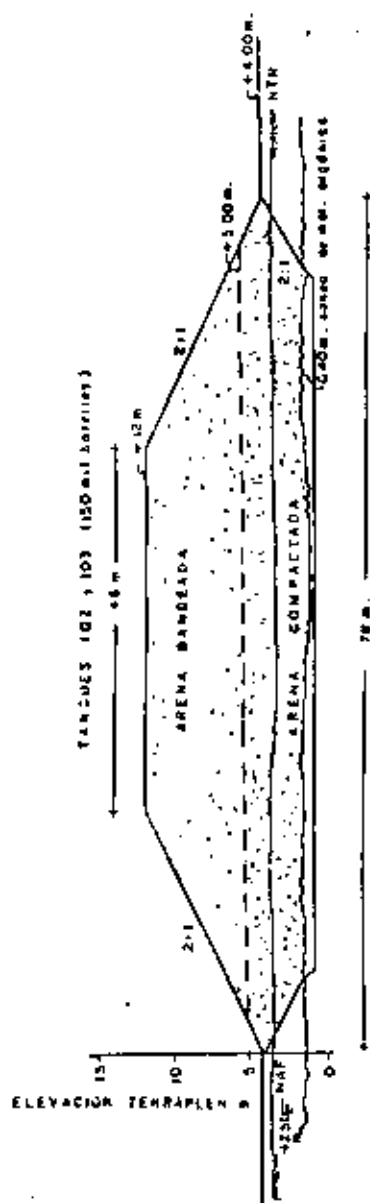


FIG. 38.4.2

Por las razones ya repetidas en el momento de esta escritura, es conveniente que el fondo de cada uno de los terraplenes se excave o drague en terracerías de 2.50 m de espesor, hasta llegar a la que se proyectó el nivel de vaciado de las aguas de lluvia, manteniendo éste como mínimo en 0.40 m y reduciendo a cero el material de dragado en caso de que se quiera, con pactándolo adecuadamente con un dragado, el cual debe de ser mínimo de 20 toneladas, para que los arroyos se proyecten en alturas e inclinaciones en la figura 38.5.1, en la que se detallan todas las características de construcción del terraplen de proyecto.

En el punto anterior y en la figura referida, se muestran la elevación hasta donde habrá de llegarse hasta el material de dragado como el material de terraplenes para el terraplen y compactados (hasta una elevación de 4.50 m), después de esta obra, el terraplen será construido con material a su vez de factor o equipo que lo distribuya.



TERRAPLEN PARA PRECONSOLIDACION

FIG. 38.5.1

El material recomendado es el del tipo más económico que aporte suelos del tipo de arena gruesa, arenas arcillosas o arenas limpias, con porcentaje de las partículas menores del 20. Por lo que se recomienda el banco "Rafael Grande" (ubicado al lado de la Laguna de Pajaritos) que presenta las siguientes características:

cas; arenas uniformes finas de una densidad de sólidos = 2.71, peso volumétrico seco y húmedo = 1,411 y 1,470 kg/m³ y un ρ_d óptimo compacto entre 1,600 y 1,650 kg/m³.

La figura 38.5.2 define el calendario de construcción del terraplén en atención a los tiempos requeridos para observación y consolidación, así como el período de descarga. Es conveniente señalar que el mismo puede ser variado en atención a la instrumentación que se recomienda posteriormente y a los resultados del suelo manifestados a través de deformaciones o incrementos de presión de poro.

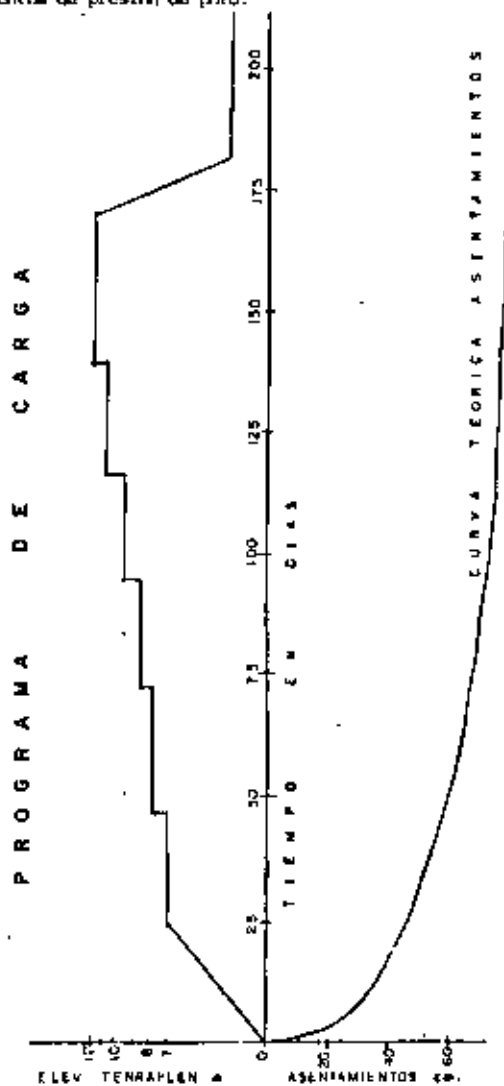
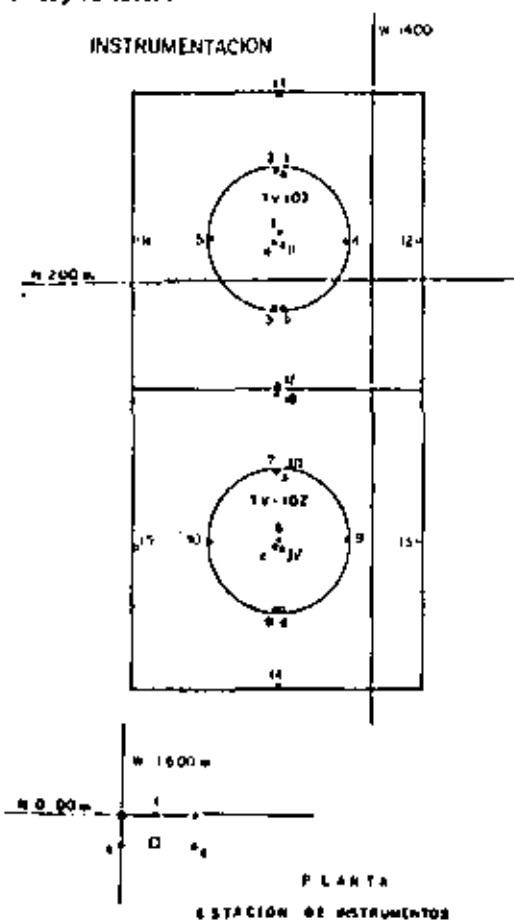


FIG. 38.5.2

Por las particularidades adoptadas para la construcción de los tanques 102 y 103 de almacenamiento, es necesario verificar el proceso de preconsolidación con la lectura de instrumentos que nos indiquen en co-

do tiempo y con una carga determinada el estado de esfuerzos y deformaciones de la base de un tanque por presión consolidada. La instrumentación respectiva se muestra en la figura 3B.5.3. Una vez verificada la necesidad de elevación de los suelos y previsto el terraplén hasta la elevación de 4.50 m (aproximadamente nivel de fondo de tanque y elevación de muros exterior e interior), se realizó la construcción en el menor tiempo posible de la cimentación y del tanque. La presión se recomendaba sea una como las características estipuladas en la figura 3B.5.4.



- ESTACIÓN DE INSTRUMENTOS
- 0 Banco de nivel profundo
 - 1 Banco de nivel superficial
 - 2 Registro del N.A.T.
 - 3 Piezómetro neumático
 - 4 Testigo de nivel superficial
 - 5 Inclinómetro
- FIG. 3 B.5.3

3B.6 Observaciones de Consolidamiento

Hemos de considerar los capítulos descritos anteriormente como una reseña del estudio previo a la construcción de un mejoramiento masivo de suelos con

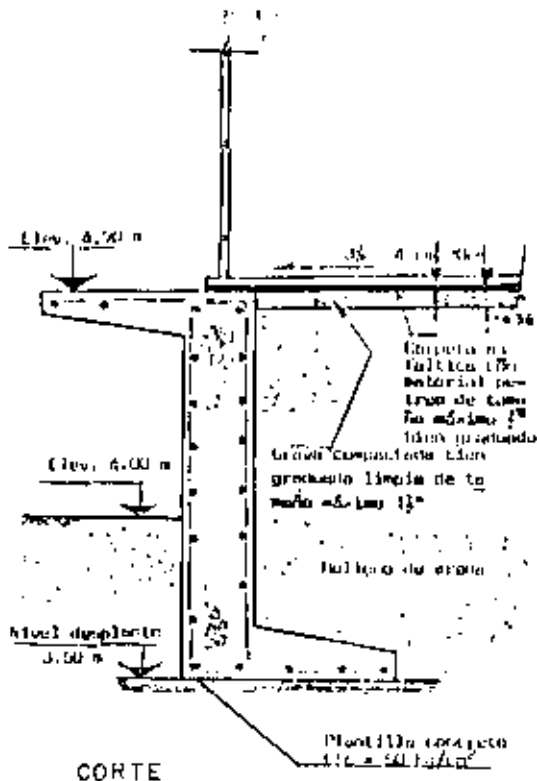


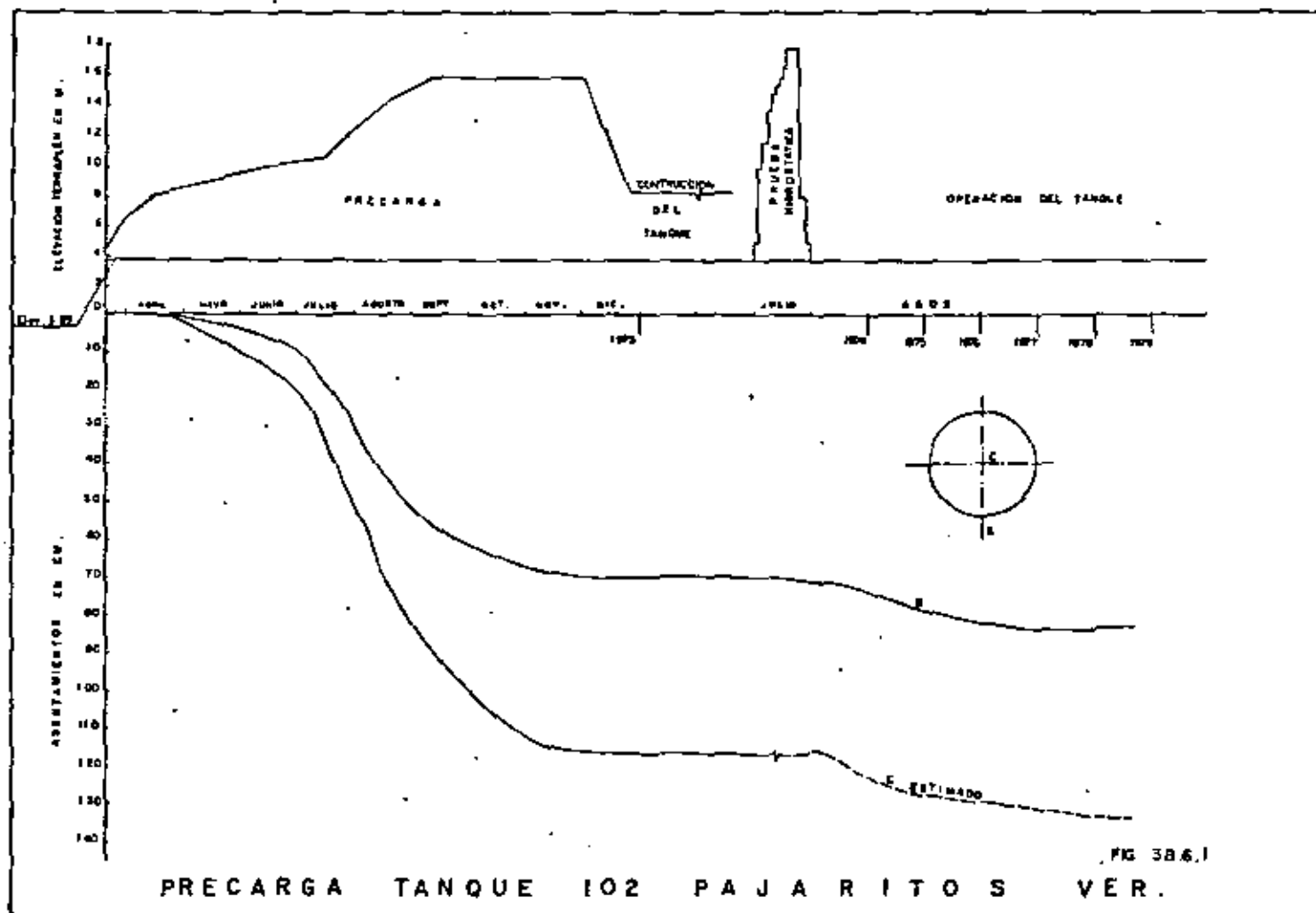
FIG. 3B.5.4

el método de presión realizado en febrero de 1971, a igual período se realizó una comparación entre presiones y efectos observados en la instrumentación de los períodos de construcción, prueba hidrostática y operación hasta septiembre de 1979 del tanque TV-102, fig. 3B.6.1.

Construcción: Terraplén en forma de cono truncado, diámetro de la base 28.75 m, diámetro craneo 46.00 m, altura 10.00 m y presión a nivel de desplante de 17 T/m²; programa de construcción 4 meses (Fig. 3B.6.1) y 2 meses aproximadamente de reposo con carga máxima, asentamiento total máximo en el centro logrado 86 cm, previsto 76 cm; asentamiento mínimo en el perímetro = 28 cm, previsto 42 cm, máxima presión de peso en caso de la hidrostática $\rho = 9.5 \text{ ton/m}^2$, en el piezómetro neumático prevista 7.50 ton/m² con carga rápida, incremento ρ en el proceso de reposo 3 ton/m². Desplazamientos con rumbo su-este de la arilla hasta = 28 cm, longitud hasta la elevación = 4.70 m en 20 días y recuperación máxima de 2 cm en el centro.

Prueba hidrostática: ejecutada ésta hasta 14 m de altura de agua, provocó un asentamiento adicional máximo de 8 cm y un hundimiento en la descarga de arcilla de 3 cm.

Operación: se realizó con llenados y vacíos del tanque desde agosto de 1974 y hasta octubre de 1979, el asentamiento adicional máximo en el perímetro es de = 21 cm y diferencial de 5 cm.



3.C TANQUES DE ALMACENAMIENTO DE CRUDO DE 500 MIL BARRILES. TERMINAL MARITIMA DE DOS BOCAS, TAB.

3C.1 Introducción

La primera etapa del Proyecto Dos Bocas de Petróleos Mexicanos (PEMEX), en el Estado de Tabasco, prevé la construcción de una terminal marítima para exportación de crudo mediante una monoboya con capacidad de 250 mil toneladas de peso muerto y un puerto de abastecimiento de materiales para la construcción de las obras marítimas del Golfo de Campeche; Fig. 3C.1.

Las estructuras más importantes de la terminal marítima en tierra son nueve tanques de almacenamiento de 500 mil barriles (bbi) de capacidad, cilíndricos, de acero y con cúpula flotante. Con diámetro aproximado de 82.4 m, los tanques pueden aplicar una presión en el desplante de 15 ton/m², incluyendo un terraplén estructural la sobrecarga neta transmitida al terreno puede ser 21 ton/m². La terminal marítima también incluye seis tanques de 200 mil bbi que transmiten sobrecargas similares.

Por el tiempo que requiere su construcción, el programa de proyecto elaborado por PEMEX estableció como prioritaria la fabricación de cuatro tanques de 500 mil bbi y cuatro tanques de 200 mil bbi.

Este trabajo presenta los resultados del tratamiento de la cimentación de dos tanques de almacenamiento de 500 mil bbi, TV-5001 y TV-5005, de acuerdo a los trabajos geotécnicos desarrollados por Proyectos Marítimos, S.C. (PMSC) bajo la supervisión del Departamento de Geotecnia de la Gerencia de Proyectos y Construcción de PEMEX.

3C.2 Especificaciones Para el Diseño de las Cimentaciones

Las especificaciones para el diseño de la cimentación de los tanques de almacenamiento se resumen en la Tabla 3C.1. Como puede observarse en la tabla, el diseño de la cimentación requiere el análisis y/o revisión de los siguientes mecanismos potenciales de falla: (1) asentamientos totales y diferenciales, (2) estabilidad general y local durante la construcción, prueba hidrostática y operación, (3) capacidad de carga, (4) flujo plástico radial y (5) puntamiento. El mayor número de estos análisis están contenidos en la Norma PEMEX 2.214.01 (Ref. 2). Como puede observarse la restricción más importante se refiere al asentamiento diferencial máximo permisible en el perímetro del tanque, que debe ser inferior a 0.001 cm/cm ó 0.1% de la distorsión entre dos puntos del perímetro. Un asentamiento diferencial superior a este valor puede impedir el funcionamiento de la cubierta flotante al modificar la forma cilíndrica de la pared del tanque. El segundo mecanismo en importancia es la estabilidad de la cimentación durante la construcción y el primer llenado. Esto es particularmente significativo cuando la cimentación está constituida por suelos blandos de alta sensibilidad y cuyas características de resistencia en condiciones no drenadas requieren especial atención para evitar una falla por rotación o deslizamiento durante la operación y/o tratamiento previo.

3C.3 Características del Subsuelo Antes del Tratamiento

El subsuelo de Dos Bocas es bastante similar a otros depósitos deltaicos y estuarinos relativamente recientes del Golfo de México. Estos se caracterizan por una secuencia superior de estratos y lentes de suelos blandos y/o sueltos, en general normalmente consolidados, hasta una profundidad variable entre 25 y 35 m. A esta secuencia reciente le subyace una secuencia de estratos duros y/o compactos más antiguos. Los problemas geotécnicos más relevantes están asociados a la consistencia, sensibilidad y compresibilidad de los suelos arcillosos de la secuencia superior o reciente. También la compacidad de los suelos arenosos superficiales ha sido motivo de preocupación en el pasado; Dos Bocas no fue la excepción y requirió un estudio de potencial de licuación.

Para determinar las condiciones del subsuelo se efectuaron 7 sondeos del tipo mixto continuo (MC) en cada tanque. El primero se ejecutó en el centro hasta 50 m de profundidad y posteriormente 6 en el perímetro hasta una profundidad de 35 m.

En las Figs. 3C.2 y 3C.3 se presentan los perfiles estratigráficos correspondientes a los sondeos MC-T5-0 y 4MC-T1-0, efectuados en el centro de cada uno de los tanques. Como puede observarse en los perfiles se obtuvieron muestras alteradas con tubo partido a cada 0.50 m, haciéndose la determinación de la resistencia a la penetración estándar con la misma frecuencia. Las muestras fueron identificadas visual y manualmente, y clasificadas de acuerdo al SUCS; posteriormente fueron protegidas y enviadas al laboratorio. Las muestras inalteradas de arcillas y estratos relativamente cohesivos se obtuvieron mediante tubo de pared delgada tipo Shelby de 3 y 4 pulgadas de diámetro, hincado a presión. Para muestrear arenas finas prácticamente limpias hasta 10 m de profundidad se emplearon tubos de pared delgada, tratados y rectificados hasta una relación de claros interiores de 0.5 y 1.0%, de 3 pulgadas de diámetro, accionados por un cabezal de pistón estacionario.

Este procedimiento continuo de penetración y muestreo permitió detectar detalles importantes de la estratigrafía, tales como la presencia de lentes y estratos de arcillas blandas intercaladas con los depósitos arenosos superficiales localizados entre 5 y 11 m de profundidad, de gran importancia para la selección de los posibles mecanismos de falla en los análisis límite de estabilidad. También permitió acotar los estratos de arenas limpias que dado el número de golpes en la prueba de penetración estándar podrían ser susceptibles a experimentar licuación. Otra ventaja obtenida fue minimizar el volumen de muestreo inalterado, ya que éste representó menos del 10% del total de la perforación realizada en esta etapa.

En los perfiles estratigráficos de los sondeos MC-T5-0 y 4MC-T1-0, se puede distinguir lo siguiente:

(1) Hasta una profundidad aproximada de 2 a 3 m se encuentra una arena fina, café uniforme, en ocasiones lisa, SP-SM según el SUCS.

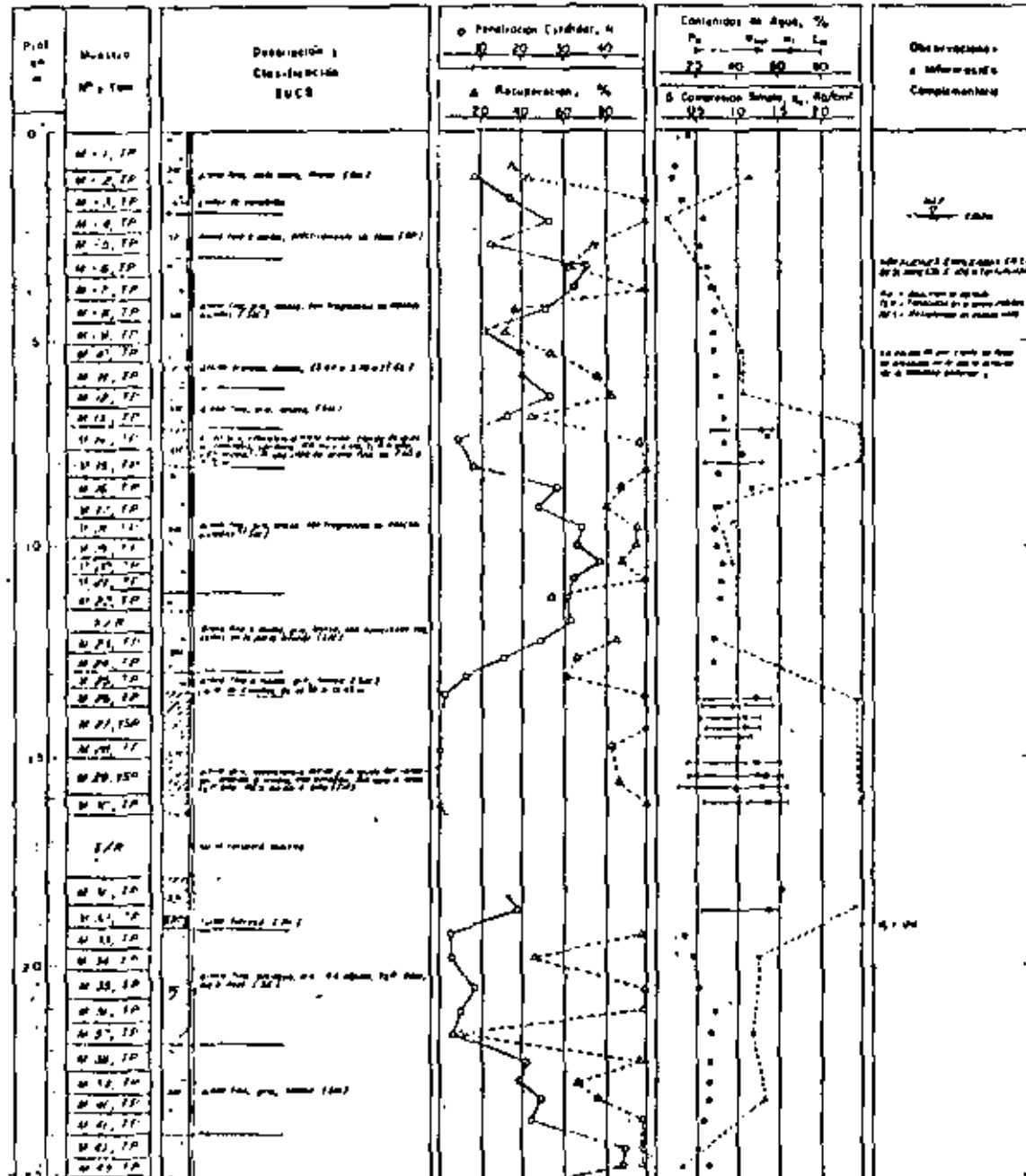


FIG. 3C.2 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO IMC-T5-0
CONTINUA

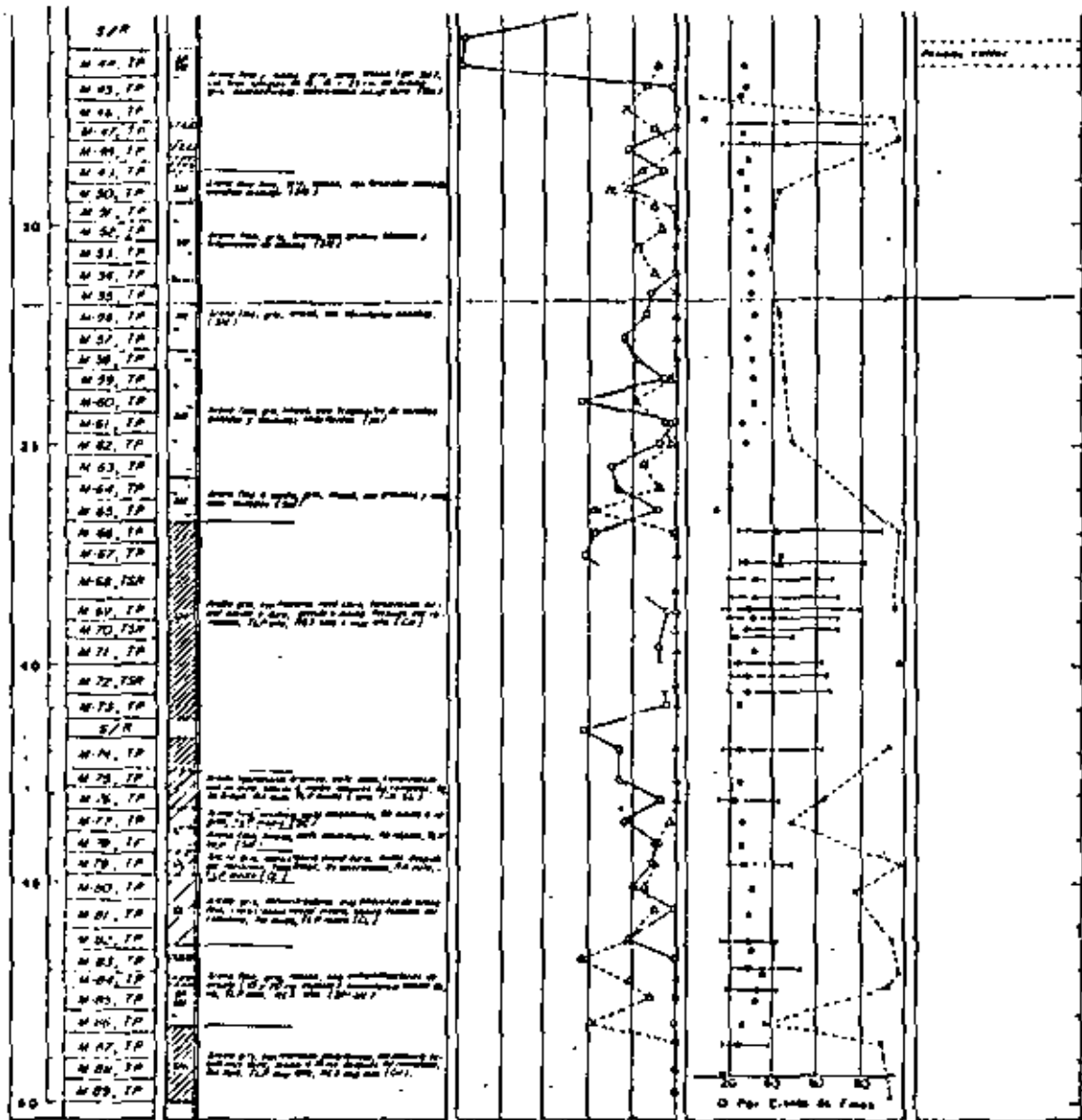


FIG. 30.2 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO IMC-T5-0
 FIN DEL SONDEO

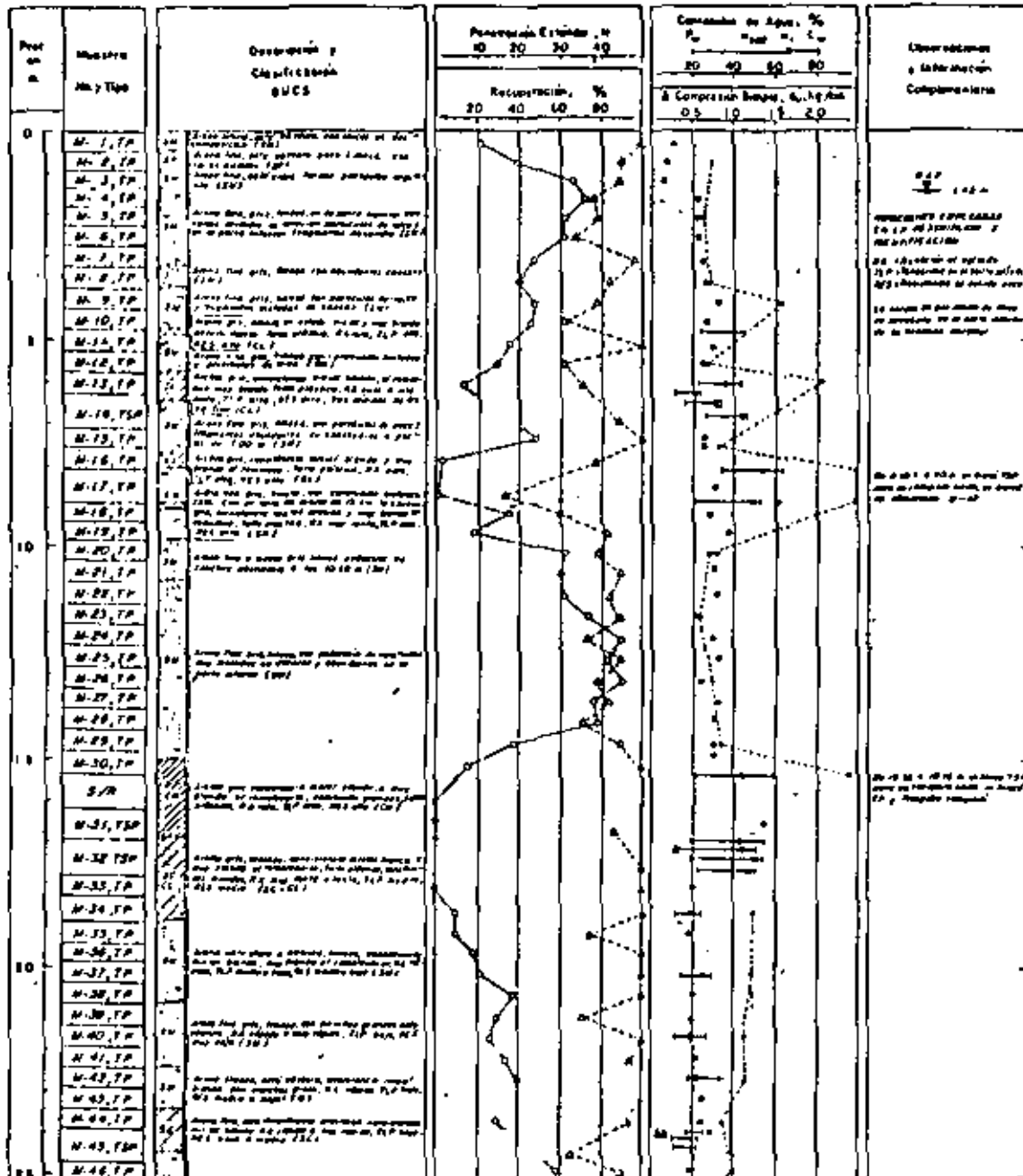


FIG 3C.3 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 4M-T-0
CONTINUA

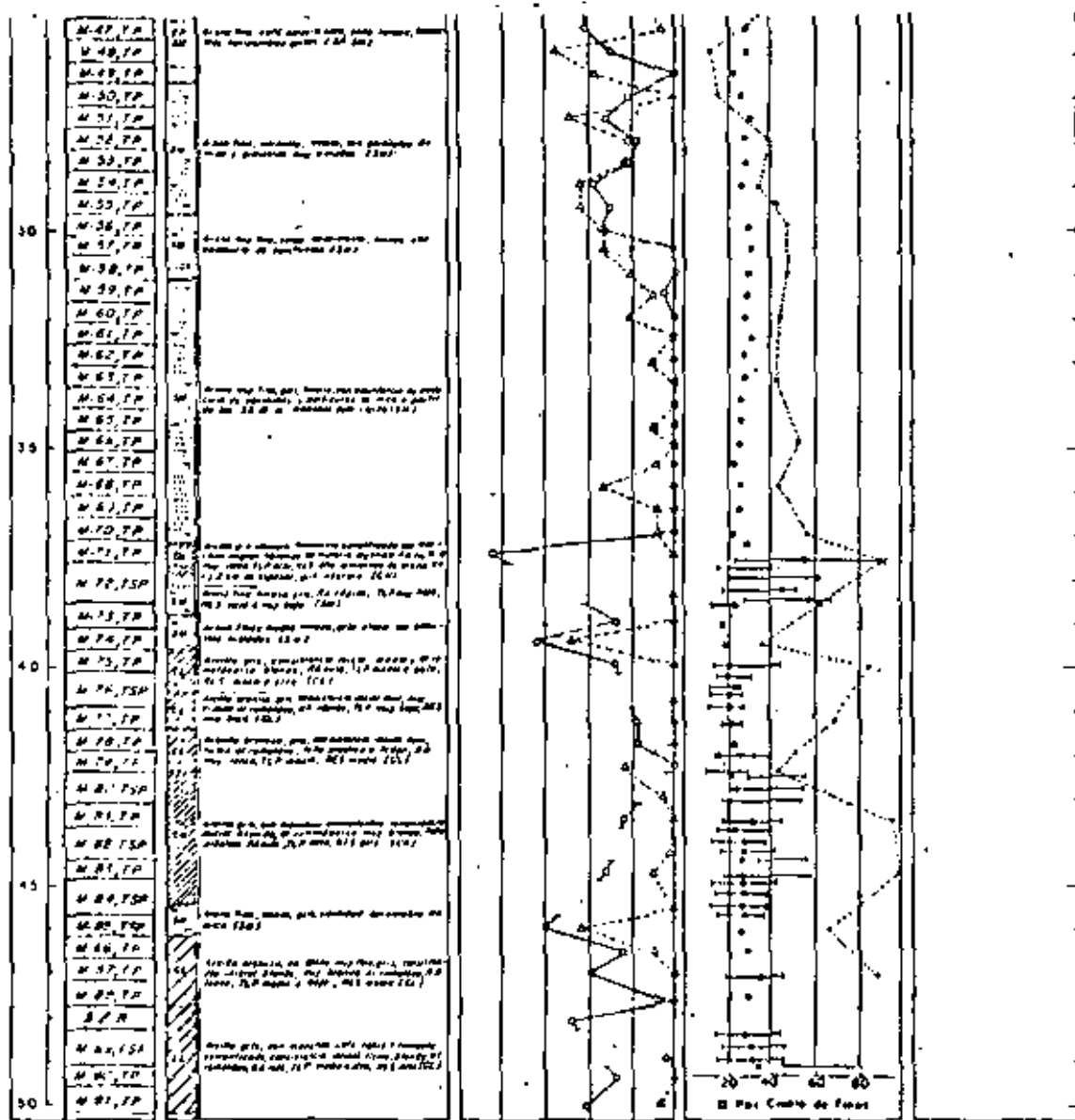


FIG 3C-3 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 4MC-TI-0
FIN DEL SONDEO

(2) Por debajo del nivel de aguas freáticas (MAF), entre 3 y 7 m de profundidad se encuentra una arena fina, gris, en ocasiones con finos y en ocasiones limpia, SP, con un número de golpes N variable entre 10 y 25.

(3) A una profundidad variable entre 5 y 11 m, particularmente en el caso del sondeo 4MC-T1-0, se presentan lentes de arcilla gris blanda de plasticidad media a alta, CL-CH, muy blanda y pegajosa después de remoldear. Intercalados con los suelos arcillosos se encuentran estratos de arena fina, gris, con finos SP-SM. N se redujo a unos diez y se observan porcentajes de recuperación satisfactorios.

(4) A una profundidad variable entre 8 y 15 m como máximo, se encuentra una serie de estratos de arenas finas, grises, con finos y en ocasiones limpias, con una resistencia N en promedio superior a 30.

(5) A una profundidad variable entre 12.6 y 15.8 m, y con un espesor de 2.0 m para el sondeo 4MC-T1-0 y 5.2 m para el sondeo 1MC-15-0, se encuentra un estrato de arcilla gris de plasticidad media a alta, CH, blanda inicialmente y muy blanda y pegajosa después de remoldear, con un contenido de agua natural cercano al límite líquido.

(6) Subyaciendo el estrato de arcilla blanda se encuentra un estrato de arcilla arenosa, de color gris claro, blanda, CL-SC. En el 1MC-15-0 se encontró turba entre los estratos arcillosos.

(7) A continuación, y hasta la máxima profundidad explorada de 75 m, se encuentra una secuencia de arenas finas arcillosas, arcillas arenosas, arcillas y arenas, de consistencia media a dura, en las que el número de golpes se incrementa a más de 40 a partir de aproximadamente 25 m de profundidad.

El programa de pruebas de laboratorio permitió identificar los elementos más importantes de la respuesta mecánica del subsuelo como a continuación se describen:

a) Las arcillas de la secuencia superior están ligeramente preconsolidadas, exhiben índices de compresión, C_c , en el rango de 0.7 a 0.9 y coeficientes de consolidación, C_v , en el rango de 7 a 15 mm/min. En la Fig. 3C.4, se presentan curvas de compresibilidad representativas de los suelos de la secuencia superior.

b) La resistencia a la compresión sin confinamiento para las mismas arcillas varía de 0.25 a 1.3 kg/cm² con el mayor número de valores en el rango de 0.6 a 0.9 kg/cm². Las deformaciones a la falla varían de 4 a 25%.

Las envolventes de resistencia consolidada-no drenada, de acuerdo a los resultados típicos presentados en la Fig. 3C.5, presentan ángulos de fricción en términos de esfuerzos totales en el rango de 8.5 a 12 grados y cohesión aparente en el rango de 0.15 a 0.45 kg/cm²; las deformaciones a la resistencia máxima se observan en el rango de 2 a 5%.

El análisis de estos resultados en términos de esfuerzos efectivos, permiten estimar la posición de las curvas vectoriales y las características de

generación de presión de poro para especificar los incrementos de presión de poro que podrán tolerarse en la cimentación, ya sea durante la prueba hidrostática y puesta en operación del tanque o bien durante el tratamiento previo.

Los resultados del análisis de asentamientos que determinaron la conveniencia de precargar la cimentación del tanque TV-5001 se presentan en la Tabla 3C.2. Los asentamientos que ocurrieron en el caso de no tratar la cimentación serían del orden de 60 cm en el centro, 30 cm en el perímetro y 0.006 cm/cm a lo largo del diámetro del tanque; todos estos, superiores a los permisibles. Para reducirlos a valores tolerables, simultáneamente con el diseño de la precarga se inició el análisis de otras alternativas de tratamiento en previsión de que la precarga resultara inaplicable o inefectiva o bien el programa del Proyecto así lo requiriera. Las preguntas que se formularon respecto al tratamiento fueron las siguientes:

¿Cuánto tiempo se requerirá para producir los asentamientos esperados?

¿Qué tan rápido puede aplicarse la precarga?

¿Qué previsión debe hacerse para acelerar o mejorar el tratamiento y estabilizar el subsuelo en el caso de requerirse?

¿Cuál debe ser la secuencia de tratamiento en el caso de que las arenas superficiales requieran densificación?

Como en otros problemas de Ingeniería geotécnica, la respuesta a estas interrogantes no es única, ni categórica. Dado el tiempo disponible para tomar e implementar decisiones respecto al tratamiento, se formuló una hipótesis de trabajo respecto a la estratigrafía, propiedades mecánicas y respuesta del subsuelo, como a continuación se resumen brevemente:

La mayor contribución a los asentamientos provendría de la compresión de los suelos arcillosos de la secuencia superior. Los estratos arenosos contribuirían en menor grado.

El período de tratamiento estaría condicionado a la velocidad de consolidación del estrato arcilloso de mayor potencia, dependiente de su espesor y sus condiciones de drenaje en la frontera. De acuerdo a los perfiles estratigráficos de cada tanque, y utilizando un C_v de 10 mm/min se estimó que el 90% de consolidación se lograría en períodos de 56 y 400 días para los tanques TV-5001 y TV-5005, respectivamente. Los resultados obtenidos para el TV-5005 confirmaron la necesidad de analizar otras alternativas para, de requerirse, acelerar el tratamiento.

La rapidez de construcción de la precarga dependería de las condiciones de estabilidad de la cimentación. Los análisis realizados consideraron la estratigrafía detallada y las características de generación de presión de poro bajo esfuerzos cortantes de los suelos sensitivos de la secuencia superior. Esto se materializó en la selección de los mecanismos y superficies potenciales de falla así como en la selección del rango de las propiedades mecánicas para el análisis. Al analizar superficies potenciales de falla circulares y cuñas de deslizamiento se encontraron factores de

TABLA 30.2 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES Y CALCULADOS SIN TRATAMIENTO PARA EL TANQUE TV-5001

ASENTAMIENTOS	PERMISIBLES NORMA	CALCULADOS SIN TRATAMIENTO ^a	CONSEJOS
TOTAL MÁXIMO, CM	4 50	11.4 (7.0) ^b	PROCESO DE DESARROLLO POSTIVO CONSTRUCCIÓN BARRAS PARA ASENCOR MANTENIM. SUPLENTE VEH. 07/11.
MÁXIMO PERÍMETRO, CM	4 30	28.2	REDUCIR MANTENIM. ACCESORIOS DESARROLLAR
DIFERENCIA MÁXIMO DIAMETRAL FONDO, CM/CM	4 0 000	0 000	REDUCIR
DIFERENCIA MÁXIMO PERÍMETRO, CM/CM	4 0 000	VARIABLE	EVITAR

^a Y TIEMPO ESTIMADO DESARROLLAR 34 DÍAS DESPUÉS DE TERMINADA LA CONSTRUCCIÓN DE LA PRECARGA
^b CALCULADOS CON ESTRATIFICACIÓN DETALLADA

TABLA 30.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

ALTERNATIVA	PROPOSITO	TIEMPO MESES	COSTO MILLONES	OBSERVACIONES
PRECARGA	PREVENIR AGENTES - MENOS ANTES DE C/STRUC. ESTRUCTURAL	TV-5001: 1-2 TV-5002: 2-3	TV-5001: 0.8 TV-5002: 7.8	ALTERN. TERRAPLENES TV-5001: 0.8 TV-5002: 11.8
PRECARGA + UNIONES DE CARGA	MEJORAR RESISTENCIA Y ESTABILIDAD	3-3	TV-5001: 0.8 TV-5002: 11.8	ALTERN. PUEDE MODIFICARSE POR + VOLUMENES CEMENTACION Y PROVISIÓN PRESIÓN DE FONDO ESPECIALMENTE PROYECTO.
PRECOMPRESIÓN VIBRANTE FONDO	MEJORAR RESISTENCIA Y ESTABILIDAD	3-3 - 4.0	0.8 - 11.8 POR TANQUE	VERIFICACION FACTIBILIDAD REQUERIR PRECARGA DE CAMPO COSTO 0.8 MILLONES TIEMPO 1.0 MESES

TABLA 30.4 CARACTERÍSTICAS DE LOS TERRAPLENES ESTRUCTURAL Y DE PRECARGA DEL TANQUE TV-5001

CONCEPTO	ESTRUCTURAL	PRECARGA	NANPA	TOTALES
ELEVACION CORONA, M	8.10	14.90	14.90	
ELEVACION DESPLANTE, M	1.00	6.10	1.00	
ESPESOR APARENTE, M	4.30	8.50	12.00	
ASENTAMIENTO OBSERVADO, M	0.13	0.70		
ESPESOR CONSTRUIDO, M	4.43	8.20	12.00	
VOLUMEN COMPACTADO, m ³ 80% FACTOR MODIFICADO 85% FACTOR MODIFICADO	34,300	100,300	43,000	177,600
TIEMPO DE EJECUCIÓN: DÍAS SEMANAS	30.0 7.0	47.5 8.0		88.0 15.0
VELOCIDAD DE CONSTRUCCIÓN: CM/DÍA CM/SEMANA M ³ /DÍA M ³ /SEMANA COSMO APROXIMADO, M/SES	11.3 87.3 873 4,037 950	18.8 108.7 2,430 15,370 7,000		

**TABLA 305 ASENTAMIENTOS OBSERVADOS DURANTE EL TRATAMIENTO
 DE LA CIMENTACION TANQUE TV-5001 Y TV-5005.**
 (Nota: Valores del TV-5005 en Paréntesis)

ETAPA DE CONSTRUCCION	ASENTAMIENTOS				
	PROMEDIO CM	LENTAS CM	MAXIMO PERMITIDO CM	VALORES PERMITIDOS CM	VALORES LÍMITES CM (PERMISOS CM/CM)
AL INICIAR CONSTRUCCION PRECARGA	0 (22)	44 (27)			
DURANTE CONSTRUCCION PRECARGA	56 (48)	64 (53)			
AL TERMINAR CONSTRUCCION PRECARGA	63 (44)	78 (57)	87 (78)	93 (77)	0.0075 ^a (0.0065) ^a
DURANTE REPOSO PRECARGA	12 (5) ^b	43 (12) ^b			
AL TERMINAR REPOSO PRECARGA	77 (73) ^b	88 (81) ^b	93 (85) ^b	92 (81)	0.0075 ^a (0.0048) ^a
DESPUES DE MOVER PRECARGA	78	90	79	82	

^a ENTRE ESTACIONES 3 Y 4

^b DU DURANTE JIFER EL 3 NOVIEMBRE, 1978

^c ENTRE ESTACIONES 8 Y 9

**TABLA 306 ASENTAMIENTOS PERMISIBLES, OBSERVADOS Y PROGRAMAS
 EN LA CIMENTACION DEL TANQUE TV-5001**

ASENTAMIENTO	PERMISIBLE SEGUN NORMA	CALCULADOS SIN TRATAMIENTO	OBSERVADOS TRATAMIENTO	PROYECTOS SIN TRATAMIENTO
TOTAL MAXIMO, CM	7.30	37.4 (24.8) ^a	98	110
MAXIMO PERMITIDO, CM	7.30	29.4	77 (66MIN)	78
DIFERENCIAL MAXIMO PERMISIBO, CM/CM	0.007	—	0.0075	0.0081
DIFERENCIAL MAXIMO DIAMETRO, CM/CM	0.008	0.008	0.008	0.008

^a CALCULADOS CON CISTRAGRAFIA DETALLADA

**TABLA 307 RESULTADOS DE ANALISIS DE ESTABILIDAD
 ANTES Y DESPUES DEL TRATAMIENTO**

CONDICION	FORMA DE POTENCIA DE PARED	FACTORES DE ESTABILIDAD		VALORES DE VALORES	TIPO DE ANALISIS
		MINIMO	MAXIMO		
DESDE TRATAMIENTO	CIRCULAR	1.11	1.41-1.85	3 2	TELLERUS BISHOP
AL FINAL (CONSTRUCION Y TRATAMIENTO DE PARED)	CIRCULAR	1.06	1.0-1.20	3.4	TELLERUS
	CIRCULAR	1.18	1.1-1.16	3.4	BISHOP
	CUBA	1.04	1.04-1.25	3	BISHOP
DESPUES DE TRATAMIENTO TANQUE LLENDO	CIRCULAR	1.86	1.8-2.01	5	BISHOP

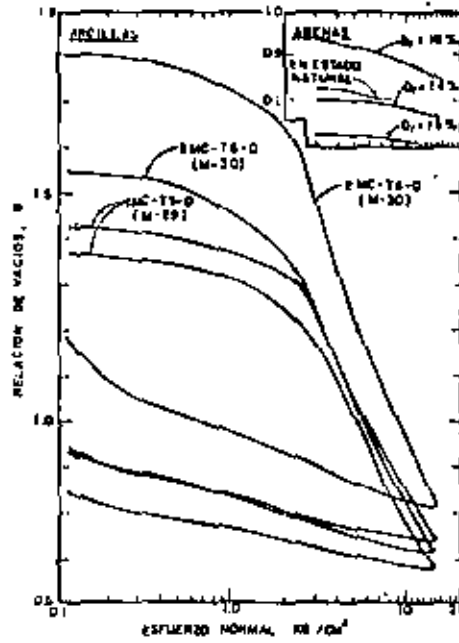


FIG. 3C-4 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD - PROLEBAS DE COMPRESION UNIDIMENSIONAL PROYECTO DOS BOCAS

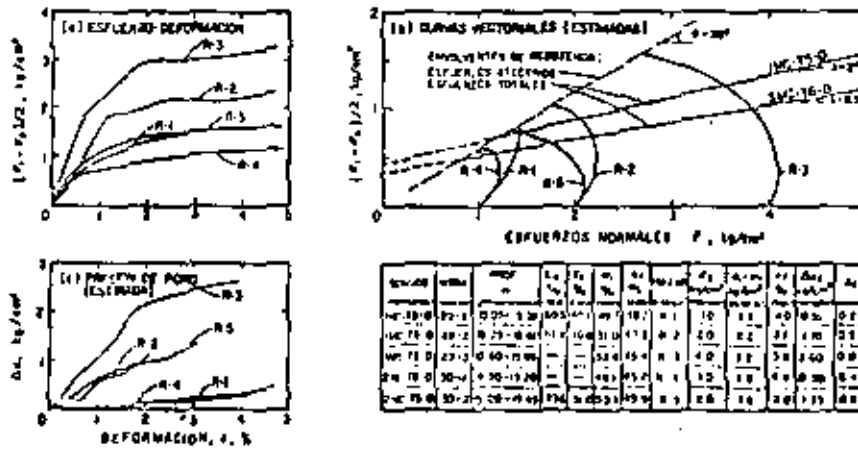


FIG. 3C-5 DIAGRAMA INTEGRADO DE RESPUESTA CONTROLADA-NO DRENADA DE LA ANILLA (CH) CANS BLANDA DEL BARRILETO DE DOS BOCAS

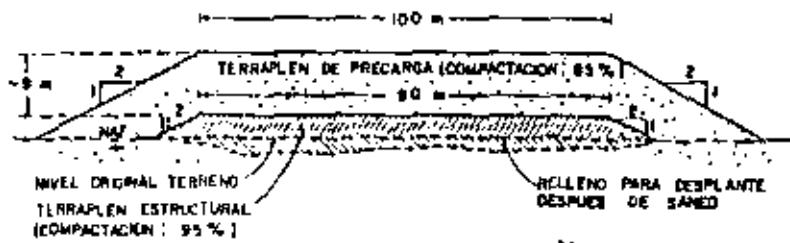


FIG. 3C.6 CARACTERÍSTICAS DE LOS TERRAPLENES ESTRUCTURAL Y DE PRECARGA DEL TANQUE TV-5001

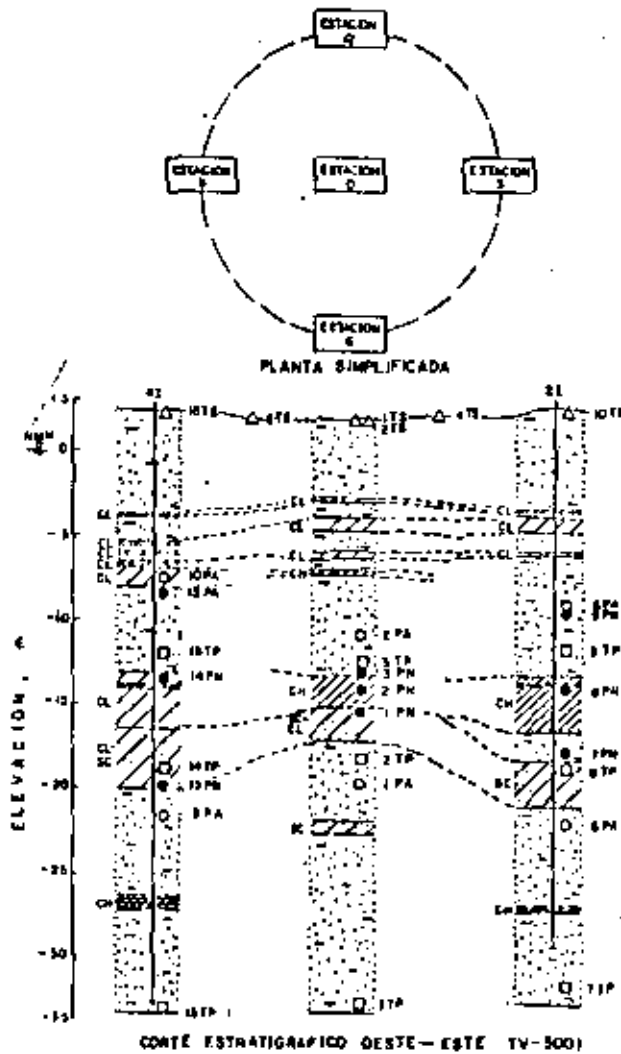


FIG. 3C.7 LOCALIZACION DE LA INSTRUMENTACION EN LA CIMENTACION DE TANQUES TV-5001 Y TV-5003 PROYECTO DOS BOCAS, TAB.

seguridad en el rango de 1.06 a 4.16 y 1.04 a 1.75, respectivamente; tabla 3C.2. Las superficies de falla circulares se analizaron utilizando los métodos de Fellenius y Bishop simplificado, y las cuñas de deslizamiento mediante el método propuesto por Duncan, finalmente se consideró que la verificación del desarrollo de proceso de consolidación así como la evaluación de las condiciones de estabilidad durante el tratamiento requerirían la ejecución de un programa de instrumentación. El análisis de las observaciones también permitía, en el caso de requerirse, aplicar medidas correctivas oportunas.

3C.4 Alternativas de Tratamiento de la Cimentación

Las principales características de las alternativas de tratamiento se resumen en la Tabla 3C.3, estas fueron: (a) precarga mediante un terraplén, (b) precarga mediante terraplén más drenes de grava para acelerar la consolidación de los estratos arcillosos y (c) precompresión por abatimiento del NAF, mediante bombeo, en el caso de que se requiera aumentar la seguridad de la cimentación contra una falla por deslizamiento durante el tratamiento. Adicionalmente se analizaron otras alternativas de precompresión y densificación o combinaciones de ambas; su costo, así como la incertidumbre sobre su efectividad y aplicabilidad, obligó a concentrarse en las tres primeramente citadas. De éstas, y en el caso de no encontrar condiciones desfavorables no detectadas por el programa de exploración y muestreo, la más prometedora resultó la precarga mediante terraplén.

3C.5 Características de la Precarga

Las características relevantes de los terraplenes estructural y de precarga se ilustran en la Fig. 3C.6 y se resumen en la Tabla 3C.4. Como puede observarse en la figura los terraplenes se construyeron en forma de cono truncado, con una corona circular de 100 m de diámetro y taludes 2:1. El material empleado en su construcción fue arena proveniente de la excavación de la dársena mediante draga de arrastre, entre la superficie del terreno y la elevación -3 m. La arena es fina y uniforme, con granos de forma subangular a subredonda y con un porcentaje de finos en el rango de 3 a 20%. Su densidad de sólidos varía entre 2.70 y 2.72. Previa a su excavación el material presenta pesos volumétricos secos cercanos a 1,400 kg/m³ y contenidos de agua en el rango de 3 a 25%. Durante la excavación el material se mezcla y aumenta su contenido de agua a valores superiores a 30%. Después de excavado y apilado, previa a su transporte a la zona de tanques, el material experimenta un drenado substancial que nuevamente reduce su contenido de agua al rango de 8 a 11%. El peso volumétrico máximo obtenido en pruebas de compactación tipo Proctor Modificada resulta en el rango de 1720 a 1740 kg/m³. Después de compactar el terraplén estructural a un grado de 95%, el terraplén de precarga se construyó compactando con el paso de los camiones el material depositado a volteo, y ocasionalmente auxiliándose de un rodillo vibratorio de 9.2 tons de peso estático. De esta manera en el terraplén de precarga se lograron pesos volumétricos equivalentes al 85% de grado de compactación.

La máxima velocidad de construcción de la precarga se especificó en 40 cm/día, lo que corresponde a un incremento de esfuerzo de 0.066 kg/cm². El criterio aplicado fue distribuir la precarga en 20 incrementos

similares, teniendo en cuenta que en las pruebas de laboratorio se llevaron los especímenes a la falla en aproximadamente 10 a 12 incrementos de esfuerzo desviador. Bajo este ritmo de construcción se especificó un máximo incremento de presión de poro, Δu , que podría tolerarse sin que se viera afectada la estabilidad de la cimentación. Como puede observarse en la Tabla 3C.4 la velocidad promedio de construcción fue inferior a 20 cm/día; los incrementos de presión de poro durante la construcción fueron despreciables.

En la misma tabla puede observarse que no obstante el volumen utilizado en la rampa, el costo de la precarga fue inferior a 5 millones de pesos. Incluyendo los trabajos de instrumentación, el costo del tratamiento resultó ligeramente superior a la cifra prevista de 6 millones de pesos, señalada en la Tabla 3C.3.

3C.6 Instrumentación

El propósito de la instrumentación es observar la respuesta de la cimentación bajo el programa de precarga, construcción, prueba y puesta en funcionamiento del tanque. Las mediciones obtenidas tienen la finalidad de verificar el comportamiento del subsuelo y evitar el desarrollo de un comportamiento indeseable que pudiera poner en peligro la seguridad o la operación de la estructura. Los resultados del análisis de la información obtenida con la instrumentación también permiten, en el caso de ser necesario adoptar medidas correctivas oportunas. La instrumentación instalada en los tanques TV-5001 y TV-5005, Fig. 3C.7 consta de los siguientes elementos:

15 piezómetros neumáticos (PN), distribuidos en 5 estaciones y colocados arriba, en medio y abajo el estrato potente de arcilla CH. Una estación se encuentra en el centro; las cuatro restantes corresponden a las posiciones horarias 1, 6, 9, y 12.

10 piezómetros abiertos (PA), en las mismas 5 estaciones, colocados en estratos arenosos arriba y abajo del estrato potente de arcilla CH.

10 placas testigo superficial (TS), colocadas a elevaciones entre +1.6 y 3.0 m, y distribuidas de la siguiente forma: 2 en el centro, 4 en un círculo de 22.5 m de radio, y 12 en otro círculo de 45 m de radio, coincidiendo en este último caso con las posiciones horarias.

15 testigos profundos (TP), 3 en cada estación.

4 inclinómetros (I), uno en cada estación de la periferia.

2 perfilómetros (Z), en los diámetros N-S y E-O.

En cada estación inicialmente se colocó el testigo más profundo para verificar la estratigrafía y colocar correctamente los demás aparatos.

La instalación de la instrumentación anterior requirió aproximadamente 80 y 90 turnos-máquina respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005. La observación de los piezómetros neumáticos, piezómetros abiertos y testigos superficiales se efectuó diariamente a)

principio del tratamiento. Posteriormente los períodos entre observaciones aumentaron gradualmente a medida que se ganaba confianza con la respuesta del subsuelo.

3C.7 Observaciones Durante el Tratamiento

Los asentamientos observados durante el tratamiento se resumen en la Tabla 3C.5. Los resultados más relevantes se presentan en las Figs. 3C.8 a 3C.12.

Como puede apreciarse en la Tabla 3C.5, para el tanque TV-5001 el asentamiento promedio hasta antes de renovar la precarga era de 77 cm (89, 75 y 62 cm al centro, máximo y mínimo en el perímetro respectivamente), de los cuales 9 cm (11%) se produjeron durante la construcción del terraplén estructural y 12 cm (15%) se produjeron durante la etapa de reposo de la precarga, correspondiendo 56 cm (74%) a la fase de construcción de la precarga. La recuperación del terreno fue prácticamente nula durante la descarga. El hecho de que los valores sean ligeramente mayores a aquellos determinados antes de la remoción puede explicarse si se considera que la descarga requirió de 3 a 4 semanas y la cimentación permaneció cargada parcialmente durante ese período. Los asentamientos observados en la cimentación del tanque TV-5005 son, en general similares a los correspondientes al tanque TV-5001. En efecto, hasta el momento de escribir este trabajo el asentamiento promedio observado es de 73 cm (89, 85 y 51 cm al centro, máximo y mínimo en el perímetro respectivamente), de los cuales 22 cm (30%) se produjeron durante la construcción del terraplén estructural, 42 cm (58%) durante la construcción de la precarga y 9 cm (12%) se han producido durante el reposo de la precarga.

La evolución de los asentamientos en el centro de cada tanque se presenta en la Fig. 3C.9. La figura también incluye la evolución de la construcción de los terraplenes estructural y de precarga. Como puede apreciarse en la figura, la respuesta del subsuelo al tratamiento es inmediata; durante la construcción se observan velocidades de asentamiento de 1.0 y 1.4 cm/día respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005. Posteriormente, durante el reposo de la precarga la velocidad de asentamiento disminuye a valores inferiores, estimándose menores a 0.1 cm/día para el TV-5001 hacia el final de la fase de reposo. Es interesante observar que la relación entre altura del terraplén, h , y los asentamientos para el centro del tanque, Δh , responden a la expresión empírica: $\Delta h \text{ (cm)} = 7.6 h \text{ (m)}$.

La distribución de los máximos asentamientos registrados en los testigos superficiales se presentan en la Fig. 3C.9. Como puede apreciarse, los asentamientos máximos se produjeron en el sector sur del TV-5001 y en el sector SE del TV-5005. Es también pertinente observar que los asentamientos perimetrales son comparables (80 a 100%) a los producidos en el centro del tanque.

Como dato adicional vale la pena señalar que de acuerdo a los registros de los testigos profundos los estratos arenos-arcillosos superficiales hasta 15 m de profundidad contribuyen con 40% de los asentamientos. Una contribución similar ligeramente mayor se observa de los estratos arcillosos potentes entre 15 y 20 m de profundidad. Finalmente, menos del 15% del

asentamiento es causado por la compresión de los estratos entre 20 y 35 m de profundidad.

La evolución y distribución de las presiones de poro generadas por el tratamiento se ilustran en las Figs. 3C.8 y 3C.10. En la Fig. 3C.8 se presenta la variación de presión de poro registrada en los piezómetros centrales (estación 0) localizados en el estrato arcilloso de mayor potencia. Como puede observarse en la figura, los incrementos de presión de poro durante la construcción del terraplén fueron despreciables. Esto indica que la consolidación del subsuelo se desarrolló rápidamente, prácticamente durante la construcción de la precarga. Esta condición favorable y beneficiosa, no prevista en el análisis que condujo a la decisión de tratar las cimentaciones, indica que las condiciones de drenaje de los estratos compresibles de mayor potencia fueron mejores que las supuestas para el análisis.

Un análisis de la variación de presión de poro con la profundidad, basado en resultados como los ilustrados para el tanque TV-5001 en la Fig. 3C.10, permite concluir que el proceso fue prácticamente uniforme con la profundidad.

Los desplazamientos horizontales observados durante el tratamiento se produjeron gradualmente durante la construcción. La evolución de los desplazamientos horizontales con la profundidad para los inclinómetros 41 y 21 del tanque TV-5001 se presentan en la Fig. 3C.11. La variación respecto a la profundidad indica que los máximos desplazamientos se presentaron a las elevaciones en donde se localizan los estratos arcillosos blandos y compresibles, encontrándose que en la zona correspondiente al estrato profundo de arcilla se registraron desplazamientos equivalentes a distorsiones angulares inferiores al 2%. Considerando que el flujo radial del material contribuye significativamente en los desplazamientos, los resultados obtenidos indican que las deformaciones al cortante son despreciables y que en todo momento se conservaron condiciones satisfactorias de estabilidad en el subsuelo.

3C.8 Características del Subsuelo Después del Tratamiento.

En la Fig. 3C.12 se presenta una comparación de los perfiles estratigráficos de los sondeos 4MC-TI-0 y 216MC-TI-3, efectuados en el tanque TV-5001 antes y después del tratamiento. La distancia entre sondeos es 18 m. Salvo por la variación de los estratos blandos intercalados entre las arenas de la secuencia superior entre las elevaciones -3 a -7 m, los perfiles guardan similitud. En particular, se puede observar que no obstante haber sido precomprimido a 22.9 ton/m², la resistencia a la penetración estándar no acusa diferencias notables antes y después del tratamiento, excepción del estrato potente de arcilla que se inicia en la elev. -13.2 m. Para éste, antes del tratamiento la herramienta penetró por peso propio; después del tratamiento acusó una resistencia N de 10 golpes y su consistencia se reportó de media a ligeramente firme. Por lo que respecta a las arenas de la secuencia superior existe una ligera tendencia a obtener valores mayores después del tratamiento. Esto podría atribuirse al efecto confinante del terraplén estructural (hasta la elev. +5.4m) y en menor grado a una "memoria" de precarga que afectaría la estructura de los estratos, ya que los cambios en compactación causados por la precompresión son prácticamente insignificantes. En otros

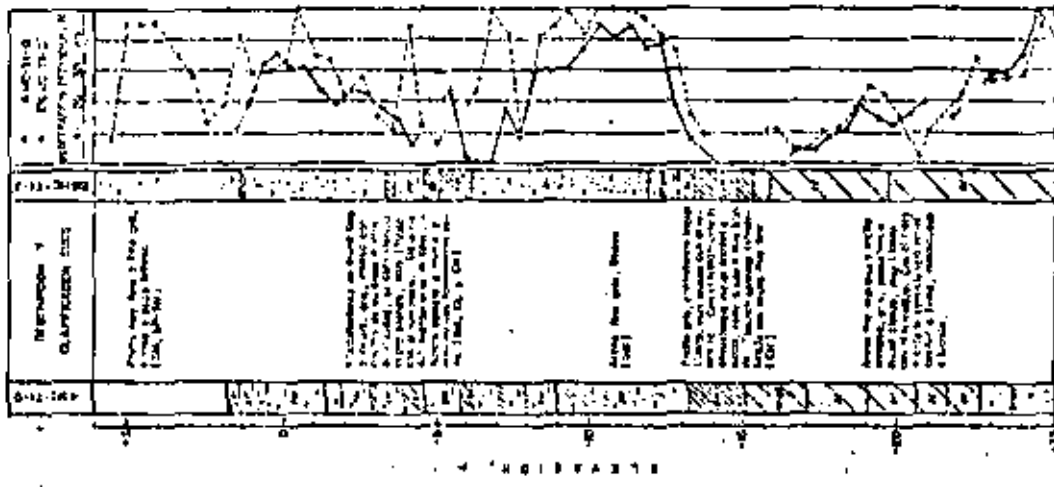


FIG. 30. B. PERFILES ESTRATIGRAFICOS ANTES Y DESPUES DEL TRATAMIENTO PARA EL TANQUE TV-500

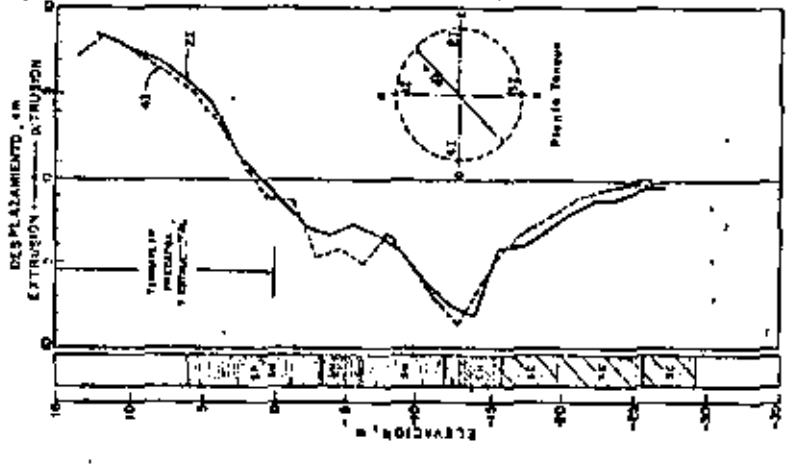


FIG. 30. B. DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES DURANTE TRATAMIENTO ORIENTACION TANQUE TV-500

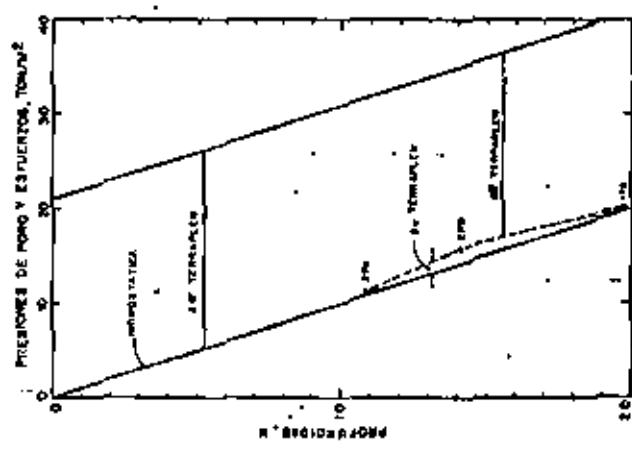


FIG. 30. D. DISTRIBUCION DE PRESSIONES DE PORO Y ESFUERZOS VERTICALES EN LA CEMENTACION DEL TANQUE TV-500, PRODUCIDOS POR LA PRECARGA

dos sondeos de verificación cercanos se obtuvieron resultados similares. Tomado en consideración las diferencias de compresibilidad y resistencia que deben esperarse en el subsuelo de acuerdo a los resultados de la observación de la respuesta durante el tratamiento, podría concluirse que para el subsuelo de Dos Bocas la prueba de penetración estándar no es la herramienta más adecuada para medir in situ los efectos del tratamiento y que sería conveniente utilizar algún otro procedimiento para verificar el mejoramiento en las propiedades. En este respecto es saludable recordar que la información más útil acerca de las propiedades del subsuelo después del tratamiento está contenida en los registros piezométricos y de desplazamientos verticales superficiales (asentamientos) y profundos obtenidos durante la aplicación, reposo y remoción de la precarga.

Por otra parte se encuentra en ejecución un programa de pruebas de laboratorio en las muestras inalteradas recuperadas en los sondeos de verificación. Es de esperarse que eventualmente se disponga de los elementos de juicio para definir los aspectos de las técnicas de exploración, muestreo, ensayo y análisis que deberán mejorarse para apegar al diseño a la respuesta real del subsuelo.

30.9 Conclusiones y Comentarios

El principal objetivo del tratamiento, aquel de precomprimir el subsuelo para eliminar asentamientos perjudiciales durante la operación de la estructura se ha satisfecho en su fase inicial. Su efectividad se verificará posteriormente.

En la Tabla 30.6 se resumen los asentamientos permisibles, calculados y observados durante la precarga. También se incluyen los asentamientos probables después del tratamiento. En la tabla puede observarse que los asentamientos producidos por el tratamiento son superiores a los calculados. El asentamiento diferencial máximo en el perímetro es 3 a 5 veces mayor al especificado como permisible. En ambos casos, los asentamientos totales máximos en cualquier punto de la cimentación (26 y 99 cm respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005) y en el perímetro (75 y 81 cm respectivamente para los tanques TV-5001 y TV-5005) son mayores a los permitidos de acuerdo a la Norma Pemex 2.214.01, de 50 y 30 cm respectivamente. Lo anterior indica que de no haberse efectuado el tratamiento el tanque habría experimentado asentamientos que impedirían su operación satisfactoria.

Aún a pesar de las diferencias estratigráficas en el suelo de cimentación de los tanques TV-5001 y TV-5005, en particular del espesor de los estratos arcillosos de la secuencia superior, no se observan diferencias significativas en magnitud y desarrollo de los asentamientos experimentados bajo el tratamiento. Este resultado podría indicar que la variación estratigráfica en el depósito deltaico y estuarino de Dos Bocas no afecta significativamente a la magnitud de la compresión y al proceso de consolidación. Las mediciones efectuadas durante la precarga de otras cimentaciones tienden a corroborar esta respuesta uniforme del subsuelo.

Un resultado relevante del tratamiento es el corto tiempo que requirió la consolidación bajo la precarga, ya que ésta se desarrolló prácticamente durante

la construcción. Este resultado indica que las condiciones de drenaje en las fronteras de los estratos arcillosos permitieron la disipación rápida de la presión de poro generada por la precarga, correspondiendo estas velocidades de disipación a coeficientes de consolidación dos órdenes de magnitud mayores que los determinados en pruebas de consolidación unidimensional.

La consolidación acelerada del subsuelo bajo el tratamiento tuvo un efecto benéfico adicional: mejorar la estabilidad de la cimentación. Este resultado fue introducido en los análisis de estabilidad adoptando para los estratos superficiales valores de resistencia cercanos a la condición drenada, y manteniendo para los estratos profundos de la secuencia superficial los valores obtenidos en pruebas consolidadas no drenadas. Esta hipótesis de variación en la resistencia se hizo por considerar que los estratos superficiales presentan los factores de seguridad mínimos dentro del análisis. Los resultados de análisis de estabilidad del terrapién de precarga al final del tratamiento y durante el primer llenado del tanque se presentan en la Tabla 30.7. Como puede observarse, el valor mínimo encontrado (1.86) es mayor al obtenido sin tratamiento y al final de la construcción de la precarga.

30. PRECARGA EN EL LAGO DE TEXCOCO

30.1 Introducción

Se presentan en este trabajo los estudios realizados para predecir los asentamientos que una precarga podría producir en las arcillas blandas y compresibles del Lago de Texcoco, la instrumentación instalada para seguir la evolución de los efectos de la misma y la comparación entre las predicciones teóricas y las observaciones realizadas.

Al final se presenta un resumen de los datos de interés y conclusiones generales que fue posible obtener.

30.2 Antecedentes

Al Oriente del Valle de México en el Ex-lago de Texcoco se construye una planta de tratamiento de aguas negras que forma parte del denominado Plan Lago de Texcoco. La planta tendrá una capacidad inicial de tratamiento de 1 m³/seg. y permitirá el reuso de aguas negras para fines de riego, almacenamiento con fines recreativos e industriales.

La localización de la planta de tratamiento dentro de las obras que realiza actualmente la Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos a través de la Comisión del Lago de Texcoco se muestra en la Fig. 30.1

La planta ocupará una superficie de 444 x 450 m., y está localizada sobre una superficie sensiblemente plana del terreno.

Las dimensiones y disposición general de las principales estructuras de la planta se muestran en planta y corte en las Figs. 30.2 y 30.3. El agua en tratamiento debe circular lentamente por gravedad del sedimentador primario (corte 1-1, Fig. 30.3) al tanque de aeración y de éste al sedimentador secundario, por lo que los desniveles entre espesores de agua tienen tolerancias pequeñas de acuerdo con el proyecto sanitario.

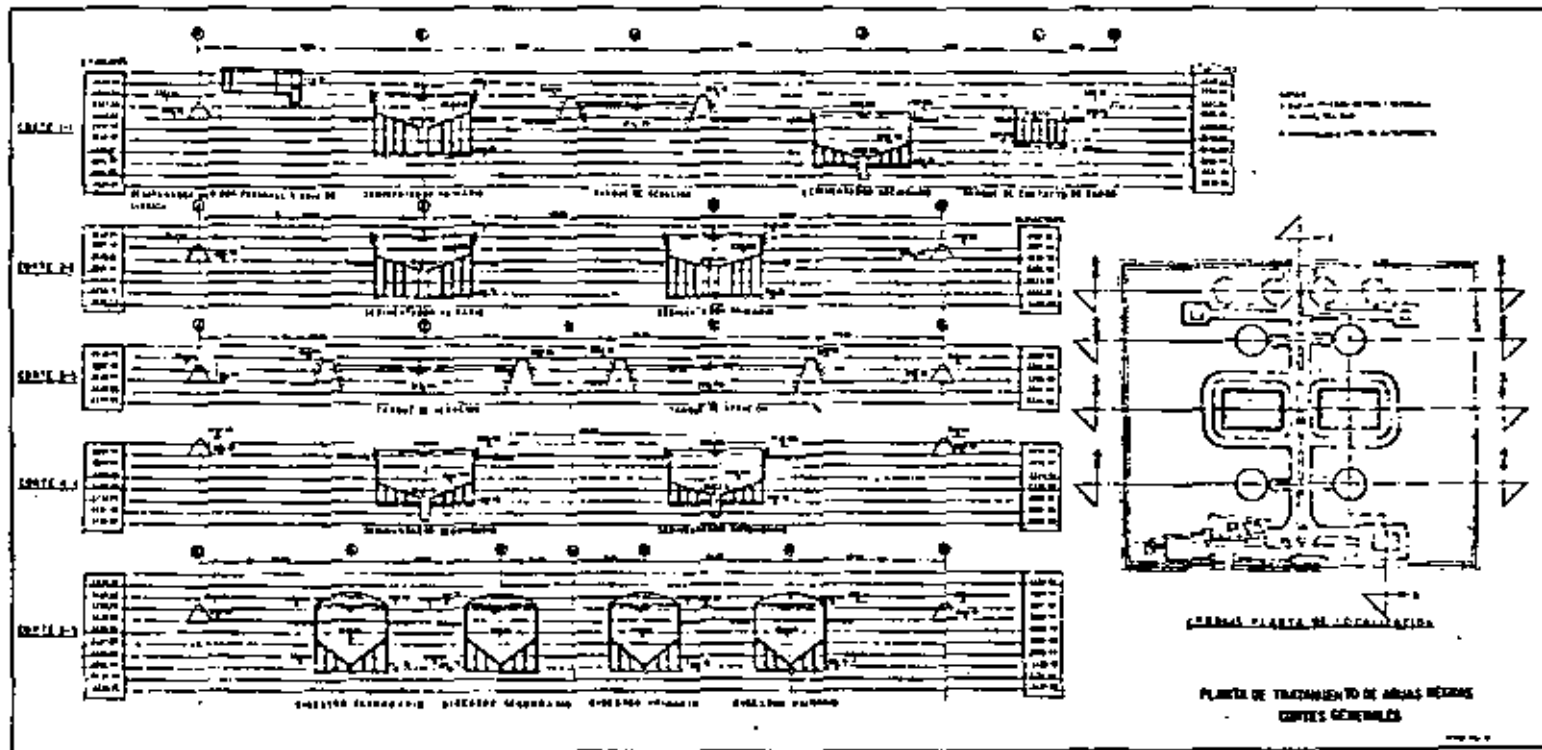


FIG. 3D - B

La cimentación de los tanques sedimentadores se realizó a base de compensar la carga que transmitirían -- estas estructuras con una cimentación consistente en una doble losa, retícula de trabes y muro perimetral.

Los tanques de aereación mostrados en la Fig. 30.2 -- tienen 91 m. de longitud y 65.4 m. de ancho, la profundidad de desplante de la cimentación es de 0.97 m., consisten de un bordo perimetral de 1.75 m. de altura (respecto al terreno natural), 3 m. de ancho de corona y taludes interior y exterior de 1.5:1. Los tanques tendrán un revestimiento impermeable en toda su superficie interior, por lo que la presión de contacto que transmitirá el agua que se almacenará en los mismos, será de 2.4 t/m². Se que restada de la correspondiente al peso total de los materiales excavados, da un excedente de 1.26 t/m².

El asentamiento final que podría experimentar la superficie del terreno por efecto de la carga de trabajo, calculado con base en las curvas de compresibilidad resulta igual a 38 cm al centro del área del tanque.

En virtud de que se consideró inconveniente para el buen funcionamiento de los tanques de aereación el asentamiento teórico estimado, se decidió colocar en cada uno de los tanques una precarga que generará los hundimientos de la superficie del terreno previamente a la construcción y llenado del tanque, evitando que el revestimiento del mismo sufriera daños indeseables. Para disminuir el tiempo requerido de aplicación de la precarga se decidió construir un terraplén que transmitiera una presión de contacto de 2.5 t/m², el doble de la carga de trabajo.

Los tanques de aereación requieren de un bordo perimetral que se construyó simultáneamente con la aplicación de la precarga, dándole una sobre-elevación de 1.0 m que le permitiera alcanzar con exactitud a largo plazo, la elevación teórica de proyecto de la corona.

30.3 EXPLORACIÓN Y ESTRATIGRAFÍA

La exploración del subsuelo consistió en dos sondeos continuos inalterados profundos de 35.3 m de longitud (Ref. 6), y seis sondeos continuos de penetración estándar de 35 m de longitud; la localización de los sondeos se muestra en planta en la Fig. 30.2.

Los procedimientos de obtención de muestras empleados fueron los usuales en la Ciudad de México, empleando tubos muestreados tipo Shelby de 10 y 15 cm de diámetro, de pared delgada, en las formaciones blandas y penetración estándar en las capas arenosas.

Los perfiles estratigráficos obtenidos en los dos sondeos inalterados realizados en los tanques, se muestran en las Figs. 30.4, en los demás sitios explorados en el área se definieron perfiles que no acusaron variaciones de importancia respecto a los mostrados en esta figura. La estratigrafía corresponde a la de la zona del Lago de la Ciudad de México (Ref. 7) distinguiéndose las denominadas formaciones arcillosas superior e inferior separadas por una capa dura arenosa de compactidad media.

Los valores medios o rango de variación de las propiedades índice se presentan en la tabla 30.1 para cada una de las formaciones existentes. Se observa que

existe concordancia entre estos valores medios y los correspondientes a la zona del Lago de la Ciudad de México (Ref. 7). La concentración de sales en el agua del subsuelo en esta área es baja (Ref. 8), por lo que su efecto en la densidad de sólidos, límites de Atterberg y contenido de agua, no es significativo.

Es interesante notar que a 4.5 y a 41 m de profundidad aproximadamente, se presentan en ambos perfiles de las Figs. 30.4, capas arenosas que por su espesor y continuidad pueden representar capas drenantes de las -- formaciones arcillosas.

30.4 RESISTENCIA AL CORTE

La variación con la profundidad de la resistencia al corte, determinada en pruebas de compresión no confinada se muestra en las gráficas respectivas de las Figs. 30.4. Se aprecia en la formación arcillosa superior un aumento gradual de la resistencia al corte con la profundidad, variable de 1.18 t/m² en los primeros 5 m a 2 t/m² cerca de la capa dura.

En la formación arcillosa inferior se determinaron -- resistencias variables entre 0.6 y 7.9 t/m² correspondiendo los valores máximos a puntos cercanos a los -- depósitos profundos.

30.6 COMPRESIBILIDAD

Las características de compresibilidad obtenidas en pruebas de consolidación unidimensional estándar se presentan resumidas en las tablas 30.2, incluyendo las propiedades índice de cada muestra y las profundidades de las que se extrajo.

En la Fig. 30.5 se muestran las curvas de compresibilidad obtenidas a diferentes profundidades del sondeo SI-2.

Se exhibe en la Fig. 30.6 la variación con la profundidad de las presiones efectivas y de preconsolidación obtenidas en los dos sondeos inalterados.

En la gráfica correspondiente al sondeo SI-2 se aprecia que las arcillas de la formación arcillosa superior -- están preconsolidadas en todo su espesor, aumentando estas presiones notablemente en la formación arcillosa inferior.

Por otra parte las cargas de preconsolidación observadas en muestras del sondeo SI-1 son superiores a la presión efectiva existente por peso propio de los materiales, de la superficie a 10 m de profundidad; a mayores profundidades se presentan en tres de las curvas de compresibilidad realizadas, cargas de preconsolidación inferiores o muy cercanas a la presión efectiva que transmiten por peso propio los materiales.

Las diferencias importantes existentes entre las cargas de preconsolidación obtenidas en ambos sondeos, no se pueden atribuir a la presencia de edificaciones ni a pozos de bombeo del agua subterránea, ambas causas inexistentes en la zona próxima a la planta de tratamiento. En efecto los abatimientos piezométricos registrados en la estación EPI (Fig. 30.2) en octubre de 1973 eran nulos a 35 m de profundidad en la capa dura y de únicamente 3 t/m² a 52 m de profundidad en los depósitos profundos permeables, por lo que la influencia en el subsuelo del bombeo de agua subterránea era reducida.

Tabla 30.1 VALORES MEDIOS E RANGOS DE VARIACION DE PROPIEDADES FISICAS Y RESISTENCIA AL CORTE

Propiedades	Formación Arcillosa Superior	Formación Arcillosa Inferior
Contenido de Agua, %	364	265
Índice Líquido, I	122 - 326	227 - 320
Índice Plástico, I _p	20 - 125	46 - 85
Densidad de Sólidos	2.70	2.57
Relación de Fluidos	2.9 - 12.9	2.7 - 12.6
Pres. Hidráulica Saturada, kg/cm ²	1.25	1.2
Resistencia al Corte en Compresión no Consolidada, kg/cm ²	0.61 - 0.32	0.80 - 0.29
Resistencia al Corte "in situ" Nocons., kg/cm ²	0.12 - 0.50	-
Resistencia al Corte "in situ" Noconsol., kg/cm ²	0.02 - 0.10	-

Tabla 30.2.1 SONDAS INDICADOR 1 PLANTA DE TRATAMIENTO

Formación	Sonda	Prof. m	γ_s	γ_t	γ_b	γ_{sat} kg/cm ²	c_u kg/cm ²
Arcillosa Superior	SI-1	2.25	2.40	3.83	400	0.61	6.5
	SI-1	9.95	2.40	5.37	711	0.67	2.7
	SI-2	15.95	2.35	4.64	375	0.60	3.3
	SI-1	20.25	2.30	6.64	300	0.25	7.8
	SI-2	25.95	2.40	7.13	300	0.37	3.3
Arcillosa Inferior	SI-1	30.75	2.42	7.77	426	1.30	3.3
	SI-2	30.00	2.40	15.37	307	1.20	5.2
	SI-1	45.30	2.44	4.36	152	1.20	0.85
SI-1	51.00	2.30	6.13	272	1.00	1.5	

Tabla 30.2.2 SONDAS INDICADOR 2 PLANTA DE TRATAMIENTO

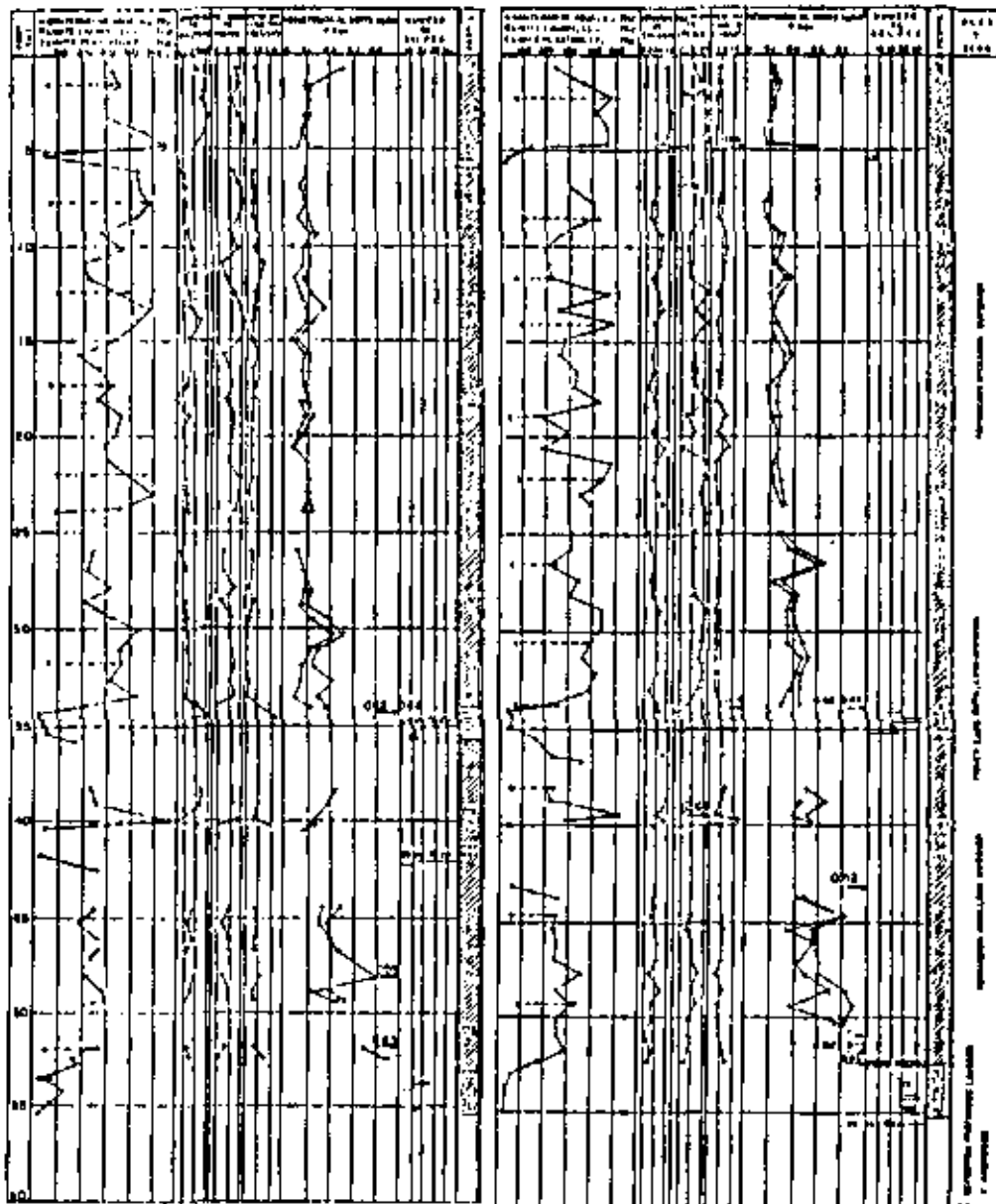
Formación	Sonda	Prof. m	γ_s	γ_t	γ_b	γ_{sat} kg/cm ²	c_u kg/cm ²
Arcillosa Superior	SI-2	1.00	2.52	12.21	497	0.50	0.4
	SI-2	10.95	2.52	10.25	430	0.61	5.5
	SI-2	14.85	2.31	6.20	271	0.80	3.6
	SI-2	22.85	2.25	10.44	685	0.30	6.8
	SI-2	29.95	2.40	12.87	621	1.00	4.8
Arcillosa Inferior	SI-2	41.95	2.30	3.50	234	2.00	0.82
	SI-2	46.85	2.41	6.21	251	1.00	1.6
	SI-2	50.95	2.28	6.23	272	1.4	1.7

Tabla 30.3

Formación	γ_s	γ_t kg/cm ²	γ_b	γ_{sat} kg/cm ²
Arcilla Superior	364	2.3	6.4	0.112
Arcilla Inferior	265	2.3	6.8	0.071

SONDEO SI-1
ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES
DEL SUELO

SONDEO SI-2
ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES
DEL SUBSUELO

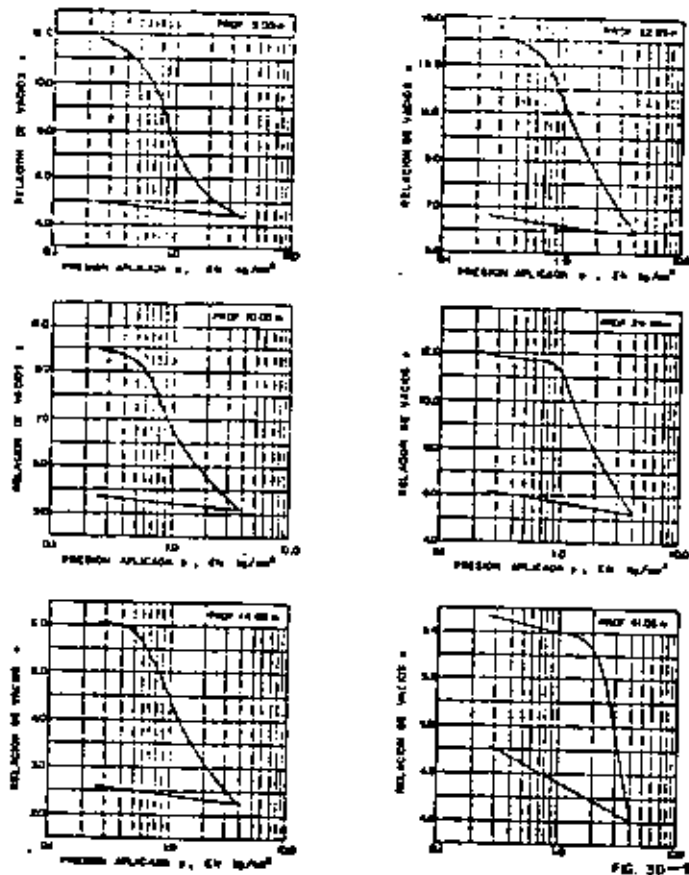


NOTA: EL SONDEO SI-1 FUE REALIZADO
EN UNO DE LOS PUNTOS DE MUESTREO

NOTA: EL SONDEO SI-2 FUE REALIZADO
EN UNO DE LOS PUNTOS DE MUESTREO

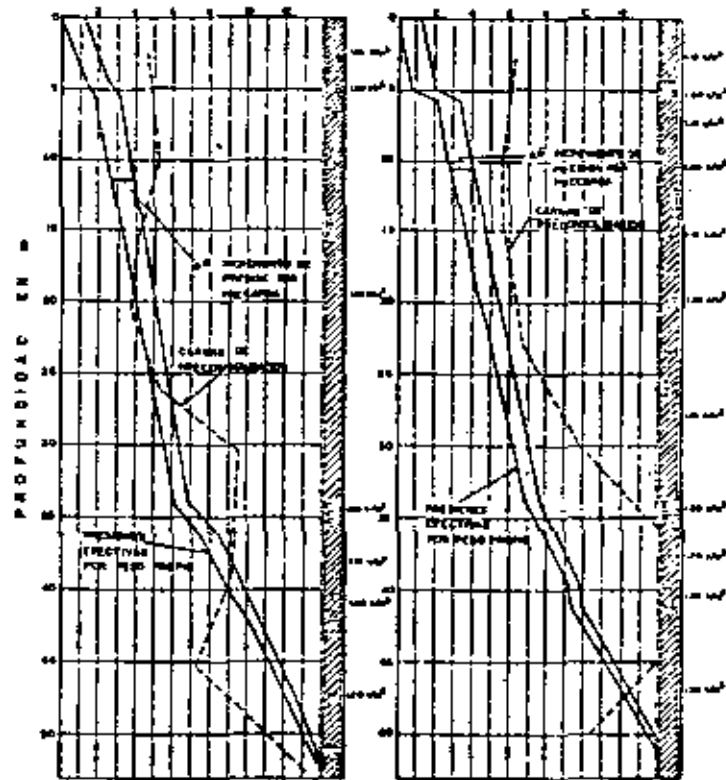
	Tipo: IDENTIFICACION DE TIPO DE SUELO
	Mo: MOISTURE CONTENT (%)
	So: CLASSIFICACION DEL SUELO SEGUN UNIFORMADO
	De: DESCRIPCION DEL SUELO

FIG. 3D-4

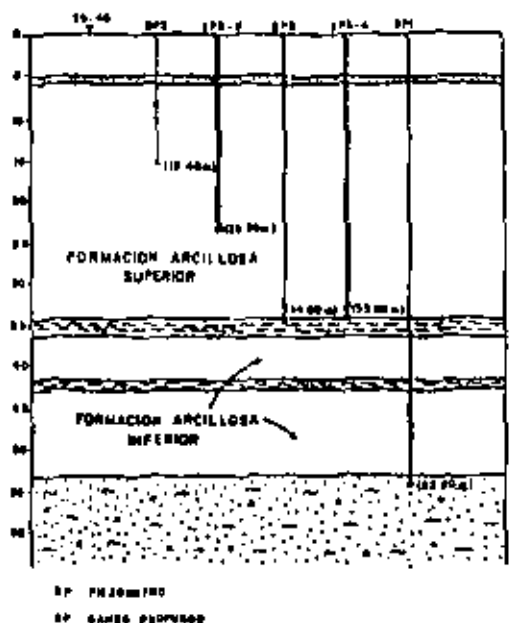


PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS

PRESIONES EN kg/cm²



DISTRIBUCION DE PRESIONES EFECTIVAS Y DE PRECONSOLIDACION EN LOS BONDOS SI-1 Y SI-2



LOCALIZACION DE INSTRUMENTOS
TANQUE DE AERACION SUR FIG. 80-7

EVOLUCION PIEZOMETRICA
ESTACION CENTRAL EP-1

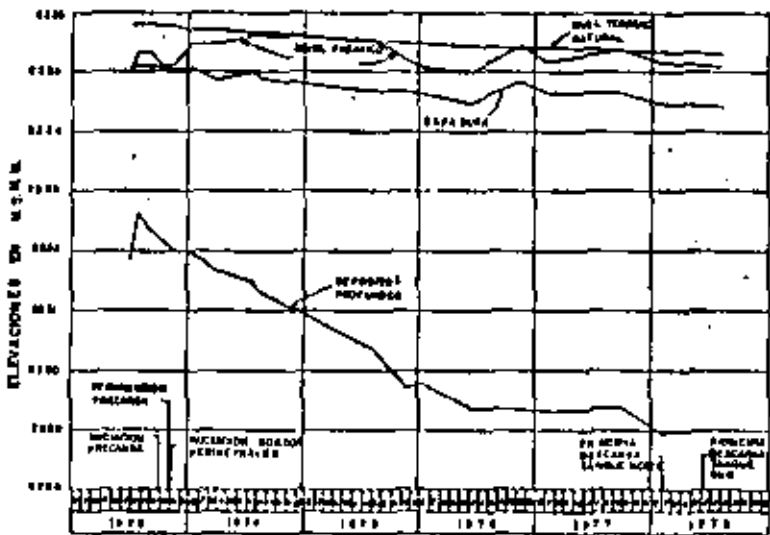
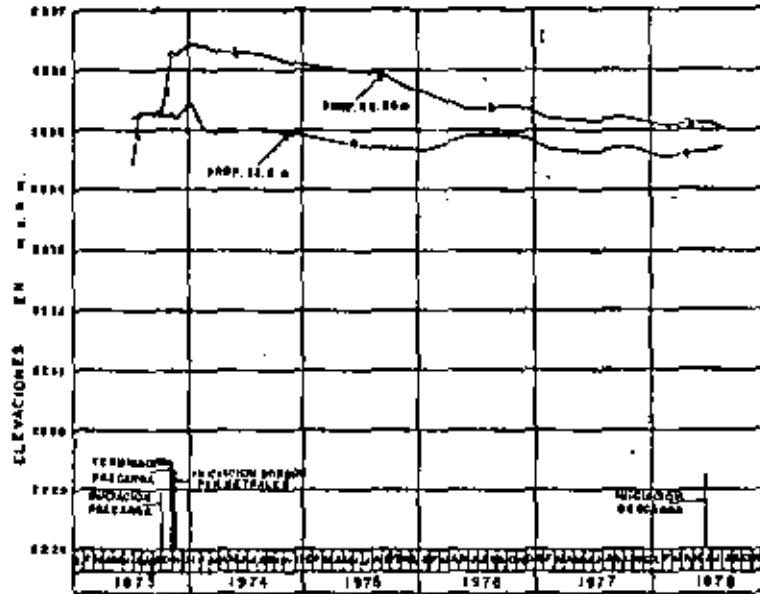


FIG. 80-8

EVOLUCION PIEZOMETRICA TANQUE SUR
E474988 172



NOTA: EL ELEVADO REPRESENTA RANGO MAS FIJO

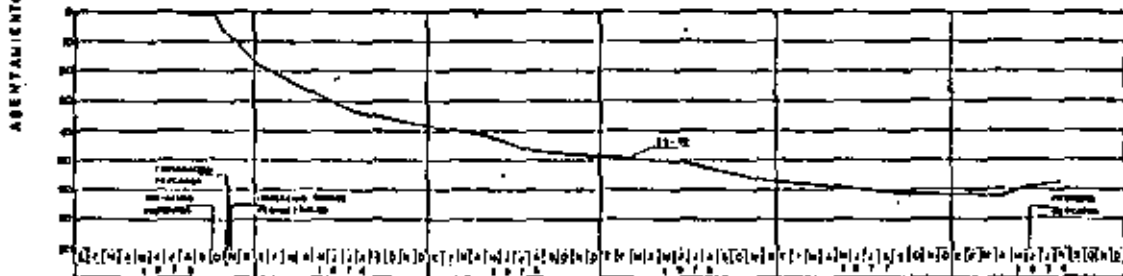
FIG. 38 - 9

ASENTAMIENTOS OBSERVADOS VS TIEMPO TESTIGO CENTRAL

TANQUE DE AERACION NOROCCIDENTAL



TANQUE DE AERACION SUR



ANALISIS DE OBSERVACIONES DE TEMPERATURAS EN BANCOS DE ALBAÑILERIA

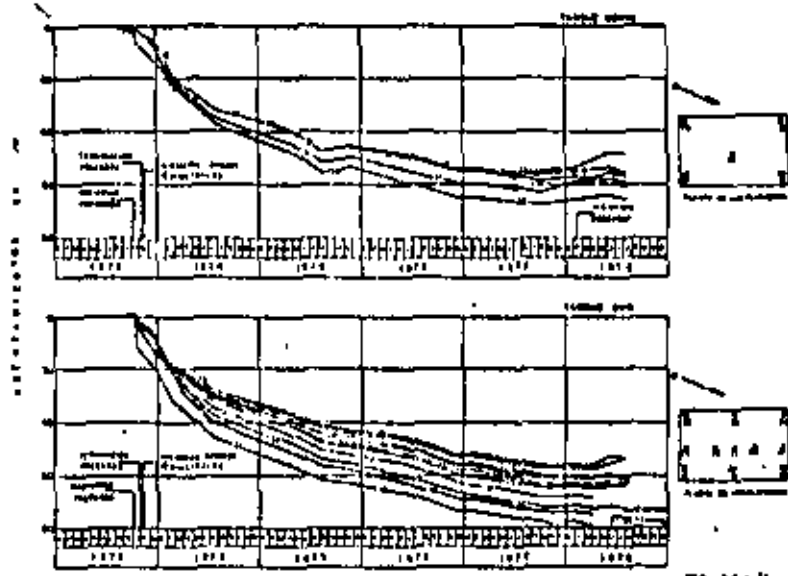


FIG. 10-11

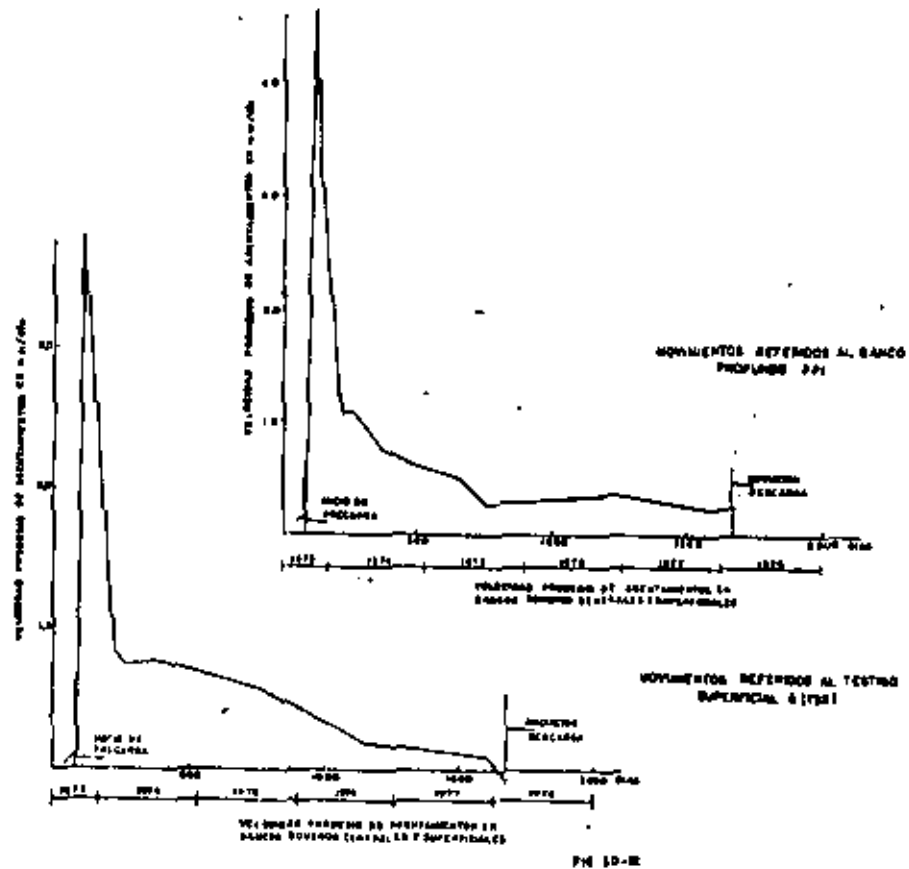
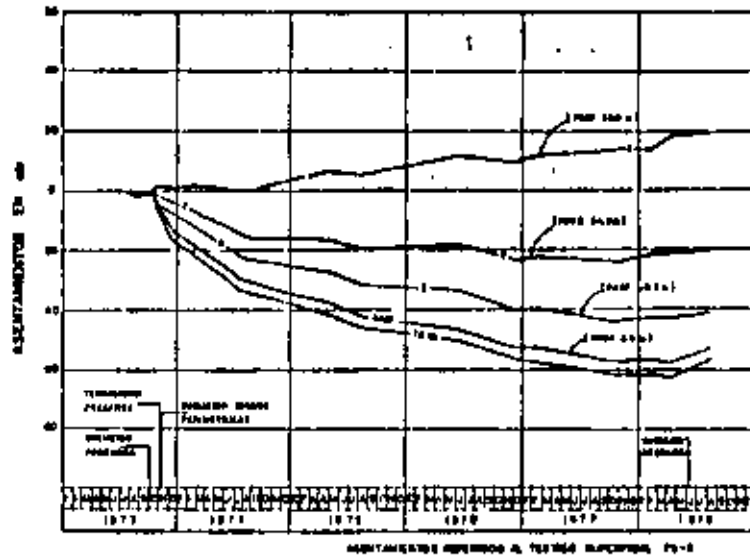


FIG. 10-12

ASENTAMIENTOS VS. TIEMPO EN BANCOS PROFUNDOS
 TANQUE DE AERACION BJR



78 05 - TEMPERATURA
 88 17 - SENSIBILIDAD

FIG 30-12

ASENTAMIENTOS ESTIMADOS Y OBSERVADOS VS TIEMPO.
 TESTERO CENTRAL (TANQUE BJR)

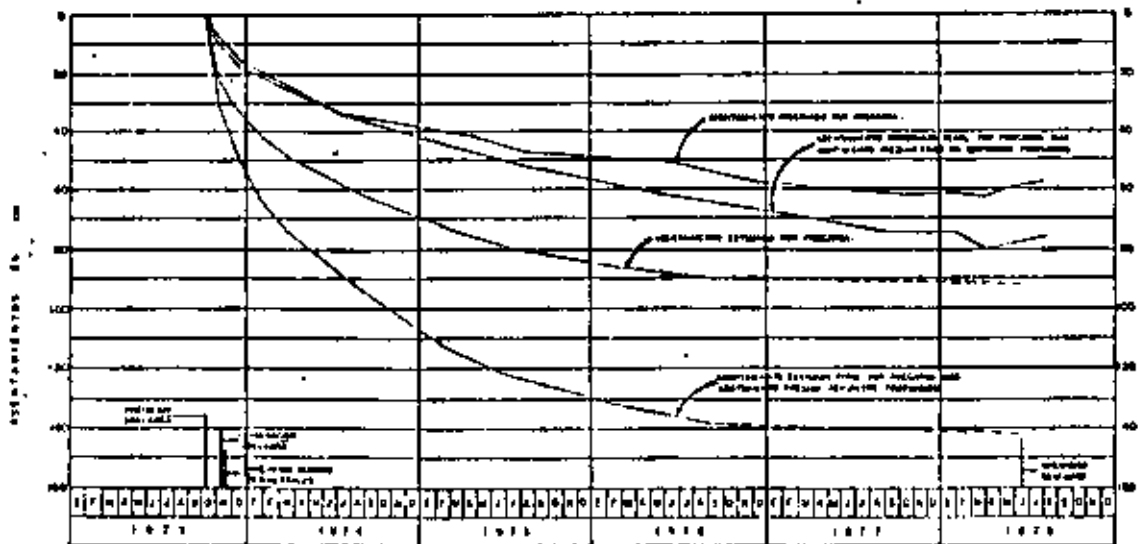


FIG 30-13

Es necesario tener presente por otra parte que las -- exploraciones se realizaron a 180 m de distancia entre sí.

Otra posible causa de las diferencias reportadas podría ser el que las muestras del sondeo SI-1 estuvieran remoldeadas; sin embargo observando las curvas de consolidación correspondientes y los ensayos de resistencia al corte realizados en muestras extraídas de los mismos tubos Shelby, no se encontraron indicios de remoldeo.

Por lo anterior se consideró que las diferencias existentes en las curvas de preconsolidación en ambos sitios explorados, se debían atribuir principalmente a cargas de consolidación por succión, variables con la profundidad.

Finalmente en virtud de que existe evidencia experimental de que las arcillas del lago se comportan como preconsolidadas, se consideró que las curvas de compresibilidad del sondeo SI-2 eran más representativas de las características de las formaciones arcillosas estudiadas.

30.6 ESTIMACION DE ASENTAMIENTOS Y SU EVOLUCION

30.6.1 Asentamiento final

La estimación del asentamiento final al centro de los tanques, provocado por la precarga se llevó a cabo empleando los siguientes procedimientos:

a) La variación de los esfuerzos transmitidos por la precarga a diferentes profundidades, se calculó aplicando la teoría de Boussinesq, resultando incrementos medios de presión de 0.23 y 0.16 kg/cm² para las formaciones arcillosas superior e inferior respectivamente.

En la Fig. 30.6 se muestran los esfuerzos inducidos en la masa arcillosa por una precarga de 2.3 t/m². Se observa que los efectos de la precarga sumados a los esfuerzos efectivos transmitidos por peso propio de los materiales, son inferiores a los correspondientes a la envolvente de las curvas de preconsolidación del sondeo SI-2, por lo que la arcilla se deformará de acuerdo con estos datos dentro de su zona de recompresión.

Con el contenido medio de agua de las formaciones arcillosas superior e inferior, 36.4% y 26.9% respectivamente, se obtuvo de las curvas de regresión estadística contenidas en el libro "El Subsuelo de la Ciudad de México" de Marsal y Mazari (Ref. 7), (correspondientes a arcillas en recompresión del lago no sujetas a sobrecargas en la superficie, ni a pérdidas de presión importantes en los acuíferos del subsuelo) los coeficientes de compresibilidad y las relaciones de vacíos iniciales que se muestran en la tabla 30.3.

El asentamiento final al centro de la precarga, calculado de esta forma es de 99 cm. (83 y 16 cm corresponden a las formaciones superior e inferior respectivamente).

b) El segundo procedimiento consistió en estimar los asentamientos finales con base en la distribución de presiones efectivas transmitidas por peso propio de

los materiales (Fig. 30.6), el incremento de presión provocado por la precarga, calculado según Boussinesq, y las curvas de compresibilidad reportadas en la Fig. 30.5. La contribución al asentamiento total así obtenido, es de 20 cm de la formación arcillosa superior, y 24 cm de la formación arcillosa inferior, por lo que se tiene un asentamiento total de 94 cm.

Como se observa hay buena concordancia entre los valores obtenidos (99 VS 94 cm) siguiendo ambos procedimientos de cálculo.

30.6 Evolución Asentamientos

Se predijo la evolución de los asentamientos de acuerdo con el procedimiento recomendado por V. Terzaghi y haciendo las siguientes consideraciones:

a) La formación arcillosa superior está formada en su frontera superior, ya que la precarga es de material granular grueso.

b) Las capas arenosas existentes en ambos sondeos -- (Fig. 30.4), a 4.5, 14.0, 42 y 53 m de profundidad, están bien drenadas durante el proceso de consolidación inducido por la precarga.

c) Tanto la formación arcillosa superior como la inferior han sufrido preconsolidación y sus coeficientes de consolidación de acuerdo con la Ref. 7, son los siguientes:

Estrato (m)	C_v cm ² /seg.
0.0 a 4.5	4.5×10^{-4}
5.5 a 14.0	5.4
35.5 a 47.0	16
48.5 a 53.0	16

d) Se presenta consolidación unidimensional en todos los estratos, con excepción del existente entre 5.5 y 14.0 m de profundidad, en el cual se desarrolla consolidación tridimensional en virtud de su gran espesor con relación a las dimensiones de la precarga. Para esta estimación se consideró un prisma de suelo de sección recta igual a la planta de la cimentación, drenado por todas sus caras (Ref. 7).

La evolución del asentamiento calculado al centro de la precarga se muestra en la gráfica respectiva de la Fig. 30.14.

30.7 HISTORIA DE CARGAS

30.7.1 Carga por Peso Propio de la Precarga.

En el lapso comprendido entre el 3 de octubre y el 3 de noviembre de 1973 se colocó en el área de los tanques de aereación la precarga. El bordo perimetral a los tanques de aereación se empezó a construir el 9 de noviembre de 1973, terminándose poco tiempo después.

La precarga se efectuó descargando a volteo horizontal grueso hasta tener una altura de este material de -- 2.3 m. El peso volumétrico del material colocado re-

sultó ser de 1.1 t/m², por lo que se transmitió una presión de contacto a la cimentación de 2.3 t/m². La razón de haber empleado como precarga un material ligero fue que por necesidades del proyecto de la Planta de Tratamiento de Agua Negras, se requiere de un volumen importante de este material para la construcción de caminos y áreas de estacionamientos, por lo que una vez que este material cumpliera con su objetivo de mejorar las propiedades del subsuelo, tendría uso inmediato en la misma obra.

Por lo anterior el costo del tratamiento se redujo al de la carga y descarga del material más los intereses con el tiempo de la inversión realizada por la adquisición del terrónite. Cabe mencionar que frecuentemente cuando se decide precargar un área para mejorar las propiedades del subsuelo se requiere de material de préstamo para caminos, plataformas, etc., por lo que los materiales empleados en las precargas encuentran aplicación posterior en las mismas obras. El peso volumétrico de la grava con finos empleada en la construcción del bordo perimetral fue de 1.35 t/m³, ya que se colocó grava de bajo peso específico para disminuir los asentamientos del bordo. La proporción grava finos fue del orden de 65 - 75%, buscando lograr la impermeabilidad del bordo.

Se inició el retiro de la precarga hasta febrero de 1978, cuando por necesidades de la obra se requirió el terrónite.

3D.7.2 Carga por Abatimiento Piezométrico.

Antes de aplicar la precarga se tenía en el sitio un abatimiento piezométrico en los depósitos profundos permeables (a 52 m de profundidad) de únicamente 3 t/m²; en la capa dura (a 34 m de profundidad) el abatimiento de presión del agua era nulo.

Se estima que el abatimiento piezométrico observado en los depósitos profundos de la zona estudiada se ha desarrollado recientemente como consecuencia del bombeo de agua subterránea en la Ciudad de México, ya que en el pasado (Ref. 8) existía en el área del Lago de Texcoco antestantismo, por lo que el abatimiento registrado es el mayor que probablemente ha actuado sobre la formación arcillosa superior, existiendo además la posibilidad de que esta formación se encontrara al inicio de la colocación de la precarga, aún en proceso de consolidación provocado por el incremento de presión mencionada.

3D.7.3 Cargas por Secado por Evaporación Solar.

La evaporación anual observada en la actualidad en el Lago de Texcoco es de 2210 mm, la precipitación pluvial es de sólo 700 mm y se presenta concentrada en cuatro meses del año. Debido a lo anterior se tiene una época del año en que las arcillas están sometidas en su frontera superior a un secado intenso y otra en la que se desarrollan pequeños tirantes de agua sobre la misma, que posteriormente se evaporan cerrándose el ciclo saturación-secado. Los decrementos de presión en el agua que se pueden generar por evaporación y que se traduce en cargas por secado, fueron estudiadas por el Dr. Eulalio Juárez Guadillo (Ref. 10) y trómicamente pueden llegar a ser, en un lapso de ocho meses y a una profundidad de 1 m, iguales a 30 t/m² aproximadamente, alcanzando a tener influencia importante a 3 m de pro-

fundidad.

Las presiones de preconsolidación observadas en la arcilla del lago en muestras inalteradas extraídas de 6 sondeos realizados en la zona, varían entre 10 y 40 t/m² en la formación arcillosa inferior y entre 3 y 20 t/m² en la formación arcillosa superior, valores congruentes con la teoría expuesta en la Ref. 10. El rango de variación importante podría explicarse considerando que durante el proceso de gestación de la formación de los depósitos arcillosos se presentaron ciclos de secado de duración e intensidad variables, y además el hecho de que en terrenos sensiblemente planos como los del antiguo fondo del lago, pequeños desniveles en su superficie pueden favorecer la acumulación de agua en las zonas bajas y propiciar el secado de los estratos superficiales colocados a mayor elevación.

En excavaciones recientes realizadas en el área del Lago Dr. Nabor Carrillo, de varios cientos de metros de longitud y efectuadas a profundidades del orden de 1 m, se pudo apreciar en cortes verticales la presencia de un gran número de fisuras verticales, con frecuencia rellenas de suelos producto de acarreo edáfico, las cuales evidencian el efecto del secado en las arcillas en épocas recientes. A mayores profundidades es frecuente también en sondeos realizados en el área encontrar muestras fisuradas.

Con base en la información anterior se estima muy probable que las arcillas del Lago de Texcoco durante su formación sufrieran secado por evaporación solar, el cual provocó la consolidación y fisuramiento de las mismas, hasta llevarlas a alcanzar los valores de preconsolidación hoy en día observados en ensayos de consolidación unidimensional.

En resumen:

- A pesar de no existir abatimientos piezométricos importantes en algunas zonas del Lago de Texcoco, existieron estratos arcillosos potentes preconsolidados muy probablemente debido a cargas por secado.
- Las formaciones arcillosas se encuentran fisuradas en todo su espesor, aumentando la frecuencia de las fisuras proporcionalmente a las cargas de preconsolidación (este efecto se ha tomado en cuenta en la resistencia al corte de las arcillas del subsuelo de la Ciudad de México (Ref. 11)), considerando que la resistencia al corte de las arcillas muy preconsolidadas, intensamente fisuradas, es igual a 0.3 q. La resistencia al corte de las arcillas menos fisuradas que se consideran normalmente consolidadas se estima igual a 0.6 q.

3.8 INSTRUMENTACIÓN

Con objeto de observar el comportamiento de las estructuras de la Planta de Tratamiento de Aguas Negras se instalaron los instrumentos mostrados en planta en la Fig. 3D.2. Debido a la simetría de las estructuras de la planta, los aparatos de medición se concentraron en la mitad Sur de la misma, colocándose en la parte -- hasta únicamente los necesarios para correlacionar las mediciones.

En particular para estudiar los efectos de la precarga

en los tanques de aereación se colocaron los siguientes dispositivos de observación:

Testigos superficiales distribuidos en toda el área -- para conocer los asentamientos de la superficie del terreno y su evolución con el tiempo y bancos soneros localizados aproximadamente a 3.5 m de profundidad a partir del nivel del terreno natural. (Fig. 30.2).

Bancos profundos al centro del tanque de aereación Sur, para conocer por diferencia de elevaciones la compresión experimentada por las capas arcillosas existentes entre bancos (Fig. 30.2). Los bancos de nivel profundos están provistos de un muerto desplazado en el nivel de medición, unido a una tubería de fierro, que emerge en la superficie. Están protegidos con tubería telescópica para aislarlos de los movimientos de la masa arcillosa circundante.

Piezómetros abiertos tipo Casagrande en capas arenosas para conocer la evolución de la presión del agua intersticial en las capas permeables que limitan a las formaciones arcillosas y poder correlacionar las lecturas piezométricas observadas, con las compresiones de las formaciones arcillosas y su grado de consolidación primaria. Se instaló una estación de piezómetros al centro del tanque de aereación Sur (EP3, Fig. 30.2) y otra estación al centro de la planta (EPI). Tubos ranurados para determinar la posición del N.A.F. y su evolución con el tiempo.

Además se aprovechó la existencia cercana del pozo profundo PPI, que no estaba en explotación, y se comportó como banco fijo, para llevar nivelaciones desde éste a los testigos, bancos profundos y brocales de los piezómetros. Por otra parte en todas las nivelaciones se tomó el testigo superficial IS-5 (Fig. 30.2) localizado fuera de la zona de influencia de la precarga pero dentro del área de la planta. Con las nivelaciones referidas al banco fijo PPI se pudieron obtener los movimientos absolutos totales experimentados por los testigos superficiales y bancos de referencia, incluyendo los hundimientos regionales provocados por bombeo, y los provocados por la acción de la precarga en el subsuelo.

Las lecturas de todos los controles de desplazamientos verticales se presentan referidas al banco superficial IS-5 con objeto de mostrar únicamente los movimientos relativos a la superficie del terreno natural, generados por la precarga.

30.9 COMPORTAMIENTO OBSERVADO

30.9.1 Piezometría

La evolución de los niveles piezométricos referidos al banco fijo PPI, de la estación central EPI, se muestra en la Fig. 30.8.

Al iniciarse la precarga existía un abatimiento piezométrico de 3 t/m² en los depósitos profundos y la elevación piezométrica en la capa dura prácticamente coincidía con la del nivel freático.

Durante el tiempo que permaneció aplicada la precarga, la elevación del nivel freático registró cambios cíclicos de pequeña magnitud relacionados con las temporadas de lluvia y estiaje.

La elevación piezométrica en la capa dura (Fig. 30.8)

registró con el tiempo un ligero descenso, que resulta aun menor si se le resta al abatimiento observado, el hundimiento experimentado por la capa dura debido a la compresión de la formación arcillosa inferior.

En los depósitos profundos permeables se observa en la gráfica respectiva, un decremento gradual de la elevación piezométrica con el tiempo, a una velocidad de - 1.1 c/mho en el lapso enero 1974-junio 1976, permaneciendo prácticamente sin variación el periodo junio - 1976 - septiembre 1977.

El abatimiento observado en los depósitos profundos se ve afectado por el bombeo que se llevó a cabo en el área del lago Dr. Haber Carrillo (Fig. 30.1) de enero de 1973 a junio de 1978, el cual provocó abatimientos medios de presión de 30 t/m² en los depósitos profundos subyacentes al área en explotación del lago.

El decremento gradual de presión en el agua observado en los depósitos profundos, genera consolidación de la formación arcillosa inferior, adicional a la provocada por la precarga. Por otra parte el decremento de presión existente antes del inicio del tratamiento en octubre de 1973, se desconoce el tiempo en que había estado presente antes de colocar la precarga, por lo que existe la posibilidad de que la formación arcillosa inferior estuviera aun en proceso de consolidación provocada por esta causa. El efecto de decremento piezométrico como generador de asentamientos se aprecia estimarlo considerando una variación del mismo de tipo triangular, con un máximo de 3 t/m² en la frontera inferior de la formación arcillosa inferior y un mínimo de cero en la frontera inferior de la capa localizada a 42 m de profundidad que se consideró permeable.

Las gráficas elevación piezométrica VS tiempo, de los dos piezómetros abiertos instalados en la estación - EP3, se muestran en la Fig. 30.9. En el piezómetro instalado en la capa dura (33.8 m) se registró un abatimiento ligero de presión en el lapso octubre 73 - julio 78, que resulta prácticamente nulo considerando la compresión de la formación arcillosa inferior que lo subyace, coincidiendo con la observada en el piezómetro central. El piezómetro abierto localizado a 23.4 m de profundidad registró información muy interesante, que dio localizado probablemente en una bolsa de material granular que permitió registrar el incremento de presión en el agua provocado por la precarga, debido a que el material arenoso pudo aportar rápidamente el volumen de agua necesario para elevar en el tubo del piezómetro el nivel del agua, hasta alcanzar la presión de equilibrio. El ascenso medio del nivel del agua en el piezómetro fué de 1.0 m al terminarse de colocar la precarga, se elevó posteriormente 0.2 m adicionales, se sostuvo en esta elevación aproximadamente mes y medio, para iniciar a partir de marzo de 1974, un descenso gradual que se prolongó durante 28 meses hasta junio de 1976 (inicio temporada de lluvias), en que alcanzó la elevación piezométrica existente en el aparato antes de que se aplicara la precarga.

A partir de junio la curva de elevaciones piezométricas VS tiempo tiende a volverse asintótica con pequeñas variaciones estacionales que siguen una ley semejante a la observada en el piezómetro instalado en la capa dura. Con base en esta información se puede considerar que el tiempo requerido por el estrato localizado a 23.4 m de profundidad, para alcanzar su consolidación primaria por efecto de la precarga fue de 20

meses aproximadamente.

En resumen se tiene que la presión del agua intersticial en la capa dura en el área de la planta, no presentó en el lapso octubre 73 - julio 78, cambio apreciable, los depósitos profundos para el mismo lapso registraron un abatimiento piezométrico de 3.35 m de carga de agua. El piezómetro localizado a 23.4 m de profundidad registró al inicio de la precarga un incremento de presión de 1.2 $1/m^2$, que se disipó posteriormente en un lapso de 28 meses.

30.9.2 Asentamientos Observados

Testigos Superficiales y Bancos Someros

En las Figs. 30.10 y 30.11 se presenta la evolución observada de los asentamientos en los testigos superficiales centrales y en los bancos someros tomando como banco de referencia el testigo superficial TS-5.

Los bancos someros localizados en la zona central de los tanques (Fig. 30.11), registran menores asentamientos que los bancos próximos al Bordo Perimetral.

Por otra parte se aprecia una disminución notable de la velocidad de los asentamientos durante la época de estiaje. Esto último se puede interpretar de la siguiente forma:

Durante la época de lluvias se satura la arcilla superficial llegándose a formar en algunos sitios encharcamientos de agua, disminuyendo en estos casos la consolidación de la arcilla superior por secado así como las presiones efectivas que actúan sobre la masa arcillosa, debido al ascenso estacional del nivel de aguas freáticas hasta la superficie del nivel del terreno natural. En el estiaje continúa la compresión de la arcilla por secado y por el descenso del nivel de aguas freáticas. En virtud de que el testigo superficial TS-5, al que están referidos los movimientos de los bancos someros, se encuentra sometido a secado y los bancos someros (desplazados a 3.5 m de profundidad -D D ESTIAJE) resulta que en estiaje debido al asentamiento que experimenta el testigo TS-5 disminuye la velocidad relativa de asentamiento de dichos bancos.

Comparando la evolución de los asentamientos en los testigos superficiales y bancos someros, con la variación de la elevación piezométrica registrada en el piezómetro PZ-3 (Fig. 30.9), se encuentra que después de la disipación del incremento de presión intersticial observada en este piezómetro, (junio de 1976), la velocidad de los asentamientos muestra una tendencia notable a disminuir.

La velocidad promedio de los asentamientos de los testigos y bancos someros centrales de ambos tanques, referidos al testigo superficial TS-5 se muestra en la Fig. 30.12, en ella se aprecia una reducida leptomorfosis de la velocidad a partir de junio de 1976, sin embargo en noviembre de 1977 aún se tenía una velocidad de hundimiento significativa de 0.11 mm/día.

El asentamiento final de 38 cm que teóricamente produciría la carga de trabajo de los tanques, se alcanzó al año de haber aplicado la precarga, sin embargo como el programa de construcción de la planta se modificó,

fue posible dejar aplicada la precarga un mayor tiempo del que inicialmente se había considerado.

Cabe señalar que se inició el retiro de la precarga en junio de 1978, cuando por necesidades de la obra de construcción de la planta de tratamiento, se requirió el terreno utilizado como precarga para caminos y otras instalaciones.

Bancos Profundos Tanque Aereación Sur

Los asentamientos contra tiempo medidos en los bancos profundos instalados, referidos al testigo superficial TS-5, se muestran en la Fig. 30.13.

La expansión que aparentemente registró el banco BPT localizado a 50 m de profundidad, se debe de atribuir a que el testigo superficial TS-5 que sirve de referencia, sufrió asentamientos mayores que los experimentados por este banco profundo.

Las velocidades de asentamiento son mayores en los bancos superficiales, ya que estos representan la parte de los asentamientos sufridos por los diferentes estratos, y obviamente son menores en los bancos más profundos.

30.9.3 Compresión de las formaciones arcillosas

Por diferencia de elevaciones entre los bancos profundos y el testigo superficial central del tanque de aereación Sur, se obtuvo la compresión de las formaciones arcillosas que se muestra en las gráficas respectivas de la Fig. 30.15. Se observa que la compresión experimentada por la formación arcillosa superior de 0.0 a 18.4 m de profundidad es de igual orden de magnitud y sigue una ley parecida a la registrada de 18.4 a 34.0 m de profundidad. En la gráfica correspondiente a la compresión de 0.0 a 18.4 m de profundidades de la formación arcillosa superior, se registró un aceleramiento de los asentamientos después de cada época de lluvias. La compresión total medida en la formación arcillosa superior (suma de valores gráficas 2 y 3) es de igual orden de magnitud que la experimentada por la formación arcillosa inferior. Se nota asimismo una franca tendencia a que se establezcan las compresiones de la parte superior de la formación arcillosa superior a partir de junio de 1976; en la formación arcillosa inferior se continúan desarrollando compresiones significativas hasta abril de 1978.

30.10 Comparación entre Predicciones y Observaciones

La evolución del asentamiento del testigo central del tanque Sur, tanto el medido como el calculado se muestra para su comparación en las gráficas respectivas de la Fig. 30.11. Observándose que se requiere de mayor tiempo que el estimado para alcanzar el asentamiento teórico máximo.

También en la Fig. 30.14 se muestra gráficamente la evolución del asentamiento del testigo central debido al efecto de la precarga más el abatimiento piezométrico, medido y calculado, apreciándose que el tiempo real para alcanzar el asentamiento teórico es muy superior al estimado. El asentamiento medido se obtuvo sumando las compresiones medidas de las formaciones arcillosas superior e inferior.

En la Fig. 30.15 se puede comparar la evolución de las

COMPRESIONES FORMACIONES
ARCILLOSAS ESTIMADAS Y OBSERVADAS

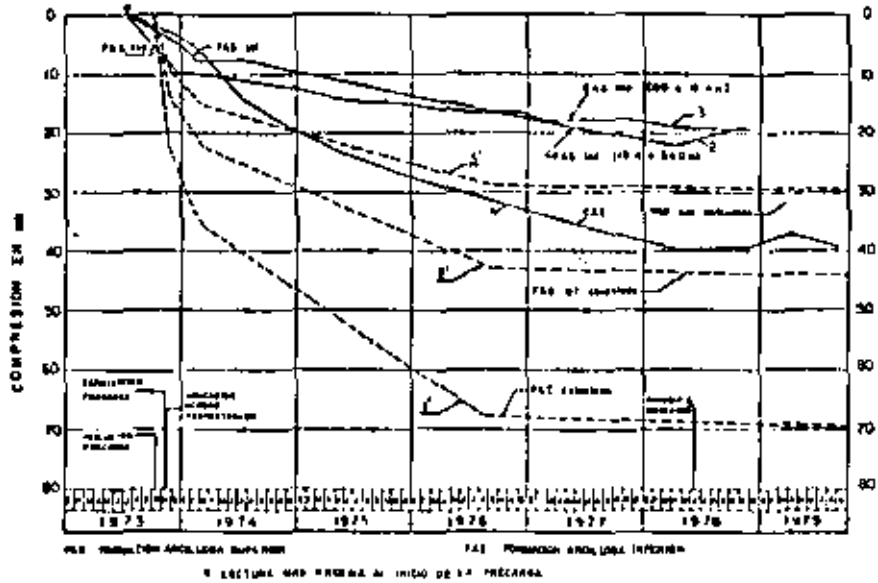


FIG. 3D-15

CORTE LONGITUDINAL TANQUE DE AERACION SUR

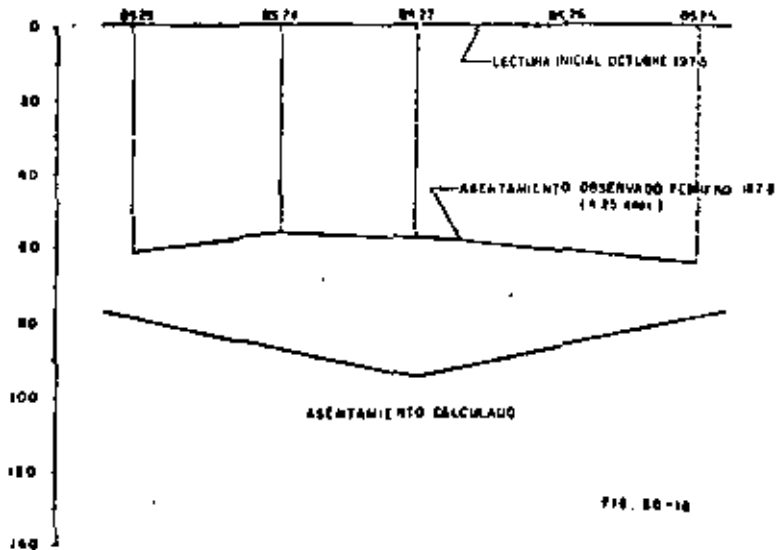


FIG. 3D-16

compresiones calculadas con las observadas.

Finalmente la Fig. 30.16 muestra los asentamientos finales calculados y los observados después de 51 meses de haber aplicado la precarga.

Los asentamientos diferenciales medidos resultan menores que los esperados.

30.11 Conclusiones y Comentarios

Las formaciones arcillosas del Lago de Texcoco al estar sometidas a sobrecargas superficiales de gran extensión y menores de 4 t/m² se comportan para fines prácticos como arcillas precursolidadas.

Con relación a la carga aplicada, no se mejoraron substancialmente sus características de compresibilidad.

Gracias a la instrumentación instalada se pudo obtener información de interés relativa a la magnitud, distribución y evolución de los asentamientos generados por la precarga en las arcillas del Lago de Texcoco, que permitirá en futuras obras un diseño mejor fundamentado.

4. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

La precarga se ha empleado con éxito en México para tratar una amplia variedad de suelos entre los que destacan los blandos y/o compresibles. El procedimiento se ha utilizado principalmente para el tratamiento de la cimentación de tanques de almacenamiento. Con la precarga se han mejorado las propiedades mecánicas de los suelos de cimentación, al disminuir su compresibilidad y aumentar su resistencia durante la operación de las estructuras. Solo en 3 o 4 casos no se ha logrado el objetivo al ocurrir cambios en el proyecto ó al observarse asentamientos inferiores a los predichos. En un caso el tiempo de aplicación de la precarga fue insuficiente y esto propició el desarrollo de asentamientos importantes durante la operación de las estructuras.

Por otra parte, la aplicación del método exitosamente requiere, en ocasiones, sortear limitaciones como las que a continuación se señalan.

Generalmente el ingeniero de suelos no dispone de la oportunidad para generar la información que sería deseable en cuanto a la estratigrafía y propiedades del subsuelo en donde se desea aplicar el método. Esto puede afectar substancialmente la estimación del tiempo de tratamiento, el que es función de la estratigrafía y de las condiciones de drenaje de los estratos menos permeables que son los que generalmente son objeto de tratamiento. Esta situación puede derivarse por insuficiencias durante el programa de exploración y muestreo, el cual puede no contemplar explícitamente el detalle que requiere el diseño o aplicación de la precarga.

En ocasiones, el ingeniero de suelos debe tomar una decisión o recomendar una solución basada en información incompleta y fragmentada. Esto introduce incertidumbres en el análisis. El ingeniero tratará de eliminar la incertidumbre mediante la adopción de factores de seguridad mayores, ó bien utilizando los valores más bajos del coeficiente de consolidación encontrados, los cuales podrá ajustar después de observar la respuesta del subsuelo al tratamiento.

En este último respecto, el ingeniero instrumentará el sitio bajo estudio para conocer principalmente la magnitud y velocidad de desarrollo de los asentamientos, y del proceso de consolidación.

La densidad de instrumentación y/o dispositivos estará en función de la importancia de la estructura, de su sensibilidad a asentamientos diferenciales y del conocimiento que se posea del suelo.

La experiencia en sitios similares al sitio bajo estudio es primordial para lograr una combinación óptima del número, disposición y costo de los instrumentos. La instrumentación requiere tiempo para su planeación, instalación, verificación, lectura y prolongación. El análisis y manejo de datos, generalmente también requieren un esfuerzo adicional para hacer éstos útiles y oportunos.

Desde otro punto de vista es conveniente observar que un proyecto de mejoramiento masivo de suelos involucra además del ingeniero de suelos, al cliente, al constructor y al supervisor. La comunicación y entendimiento entre todas las partes es indispensable para lograr el éxito. Esto no se ha logrado completamente en ocasiones. En algún caso la instrumentación, la lectura y prolongación de los aparatos ha entrado en conflicto con las actividades de construcción. El resultado fue la destrucción parcial o total de la instrumentación, el daño que esto produce puede ser, a veces, irreparable.

Una forma como el ingeniero puede sortear esta deficiencia es instalando un mayor número de dispositivos que permita escotar la información mínima que requiere la evaluación del proceso de mejoramiento. Tomando en consideración el bajo porcentaje que representa en cualquier proyecto el costo de la instrumentación y la utilidad de sus resultados, el ingeniero debe prever lo necesario para asegurar su permanencia e integridad.

Como se ha explicado en el Capítulo 2, el costo de precomprimir siempre es menor en comparación con otras alternativas de mejoramiento en suelos blandos y/o compresibles. Lo cual lo hace competitivo en todos aspectos, excepto cuando el programa de construcción no dispone de tiempo para el tratamiento o cuando los bancos de material se encuentran a distancia excesiva. Un efecto benéfico adicional del tratamiento es el conocimiento que se obtiene de la respuesta del subsuelo. Esto permite, cuando la magnitud del proyecto es considerable, importantes ahorros en el diseño y construcción de otras estructuras, así como disponer de la seguridad extra que se deriva de este conocimiento.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen a las autoridades de sus respectivas organizaciones, Gerencia de Proyectos y Construcción de Petróleos Mexicanos, Proyectos Marinos, S. C. y Comisión del Lago de Texcoco de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, las facilidades proporcionadas para la realización de este trabajo, así como la autorización para publicar la información contenida en el mismo.

REFERENCIAS

1. Petróleos Mexicanos, "Exploración y Muestreo de Suelos para Proyecto de Cimentaciones". Norma Pemex 2,214.05, México, 1976.
2. Petróleos Mexicanos, "Cimentaciones de Tanques", Norma Pemex 2,214.01, México, 1974.
3. Marsal, R. J. y Ramirez de Arrellano, L., "Performance of 'El Infiernillo' Dam, ASCE Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, SM4, pp. 265-298, July, 1967.
4. Rico, A., Moreno, G. y Garcia, G., "Test Embankments on Texcoco Lake" Proceedings VII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, México, D. F., 1969.
5. Soto, E., "Desplante de Tanques de Gran Capacidad en Suelos Blandos". VIII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Guadalajara, México, 1970.
6. Ceotec, "Estudio de Mecánica de Suelos Planta de Tratamiento de Aguas Negras", realizado para el Plan Lago de Texcoco de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, México, 1972.
7. Marsal, R. J. y Mezari, H., "El Subsuelo de la Ciudad de México" Universidad Nacional Autónoma de México, 2 Vols., 1969.
8. Marsal, R. J. y Graue, R., "El Subsuelo del Lago de Texcoco" Volumen Carrillo, Publicación de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, pp.167 to 202, México, 1969.
9. Terzaghi, K. y Peck, R. B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", Wiley, 1967.
10. Juárez Baullio, E., "Mecanismo de Grietas de Tensión en el Valle de México". Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, 1959.
11. Revéiz, D., Springall, G., Rodríguez, J.M. y Esquivel, R., "Información Reciente sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México. V Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México, 1970.



**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

**RELACION ENTRE LA MECANICA DE SUELOS Y LA
INGENIERIA CIVIL**

C I M E N T A C I O N E S

3-4 DICIEMBRE 1981

CETRUAIUA

El terreno de cimentación. Exploración de suelos

III-1 INTRODUCCION

Las terracerías que requiere una obra vial transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos, a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas terracerías; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación, objeto de este capítulo. Además, existen factores independientes de la superestructura de la obra vial, aunque a veces influidos por ella, como el agua por ejemplo, que producen efectos en el terreno de cimentación que también se reflejan en el comportamiento de la misma obra, por lo cual han de ser asimismo estudiados. Finalmente, la interacción del terreno de cimentación y la superestructura de la obra vial afecta de tal manera al comportamiento conjunto, que es de extrema importancia el estudio de los métodos a disposición del ingeniero para modificar las condiciones del terreno de cimentación cuando sean desfavorables, convirtiéndolas en más propicias; tales métodos también requieren atención.

Se entiende por terreno de cimentación la parte de la corteza terrestre en que se apoya la estructura de la obra vial y que es afectada por la misma; su función es soportar a dicha obra vial en condiciones razonables de resistencia y deformación.

III-2 GENERALIDADES ACERCA DEL TERRENO DE CIMENTACION

Los terrenos de cimentación pueden estar constituidos por roca o por suelos. En general, la roca no plantea problemas como terreno de cimentación propiamente dicho, pues la obra vial le comunica esfuerzos que suelen ser de muy baja intensidad en comparación con la resistencia del material. La alterabilidad de la formación rocosa, por la acción de agentes mecánicos o químicos, tampoco desempeña un papel que deba ser fuente de inquietudes especiales desde el punto de vista de apoyo.

Las rocas ígneas, por su dureza, pueden presentar problemas de costo de excavación muy elevado; por lo general permiten taludes verticales o muy próximos a la vertical, cuando están razonablemente sanas, y como apoyo de un pavimento requieren de la colocación de una capa de suelo intermedio en los cortes, para eliminar las irregularidades que quedan tras el proceso de conformación.

En las rocas sedimentarias es frecuente una dureza mucho menor que en las ígneas, lo que se traduce en una mayor facilidad de excavación; en este grupo abundan las rocas deleznales, especialmente las de estructura aglomerada. En este grupo merecen mención especial las calizas, muy comunes en México, entre las que se encuentran todos los tipos de comportamiento, pues mientras las de grano fino son duras y permanentes, las de grano grueso son blandas y deleznales. Las lutitas y las margas suelen ser relativamente fáciles de excavar; con frecuencia son poco estables ante el agua; al igual que los yesos y rocas similares, pueden ser expansivas al absorber agua y esto las hace peligrosas en los lechos de los cortes y como materiales de relleno en muros de retención. Finalmente, conviene hacer notar que las aguas que han fluido a través de rocas margosas, yesos o anhidritas pueden ser muy peligrosas, pues en su recorrido se cargan de sales cálcicas que pueden descomponer el cemento de los concretos utilizados en las diferentes estructuras de la obra vial. En las rocas sedimentarias relativamente sanas es también frecuente poder construir taludes seguros muy próximos a la vertical.

Los esquistos y las pizarras son quizá las rocas metamórficas más frecuentes en la tecnología de las vías terrestres; son fáciles de excavar, hasta el grado de que muchas veces no requieren explosivos y bastan los medios mecánicos para su extracción. Al tener planos de foliación muy marcados en la mayor parte de los casos, estas rocas rompen a lo largo de ellos, por lo que su echado es muy importante cuan-

do aparecen en cortes y laderas. Son rocas bastante delezables y como producto de alteración final producen, arcillas muy inestables, a veces en tiempos dentro de la vida útil de la obra.

Los terrenos de cimentación constituidos por suelos también suelen proporcionar apoyo suficiente para las vías terrestres, aunque existen algunas condiciones, que plantean grandes problemas de proyecto y construcción. Algunas de éstas se detallan por separado en páginas subsiguientes de este capítulo y constituyen quizá las contingencias más grandes a que ha de enfrentarse el ingeniero de obras viales, a tal grado que éste deberá considerar siempre como la mejor solución a estos problemas el cambio de trazo que lo aleje de ellos. Sin embargo, ha de insistirse en que son excepcionales los casos en que el terreno de cimentación constituido por suelos plantea problemas realmente difíciles y costosos de resolver, pero por la gravedad que pueden implicar han de ser detectados en la etapa de estudios previos al proyecto, para que se les evite cuando sea posible o para que se les tome en cuenta con todo cuidado y sean objeto de estudios muy especiales y a veces muy extensos, cuando el trazo obligue al ingeniero a avocarse a ellos, por consideraciones de superior conveniencia.

Los suelos friccionantes (gravas, arenas y limos no plásticos o las mezclas en que ellos predominan) por lo general tienen capacidad de carga suficiente y características de compresibilidad que no provocan problemas de asentamientos de importancia.

Las arenas o limos muy sueltos pueden plantear problemas de erosión y de asentamiento brusco, por colapso rápido de su estructura simple, cuando está sometida a cargas de alguna importancia; según se desprende de lo dicho en el capítulo I de esta obra, estos colapsos suelen estar asociados a movimientos en el agua del subsuelo, sea saturación por flujo de agua que se infiltre de la superficie o ascensos del nivel freático por cualquier razón. Sin embargo, este efecto no es muy importante bajo las terracerías, pues éstas absorben con facilidad los movimientos resultantes; naturalmente que el efecto anterior es mucho más peligroso cuando el terreno de cimentación soporta alguna de las estructuras rígidas que suelen construirse en una vía terrestre.

En ocasiones, las fuerzas hidrodinámicas producidas por un flujo ascendente del agua, al vencer el peso de las partículas, provocan efectos de boyancia que hacen que el suelo pierda total o casi totalmente su capacidad de carga, con los consiguientes efectos para la obra vial. Este problema será poco frecuente y no de temer tan pronto como la altura de los terraplenes sobre el terreno sea de alguna significación, pero puede desempeñar algún papel en la cama de ciertos cortes. La solución al caso consistirá siempre en cortar el flujo o en reducir su gradiente a niveles convenientes; por fortuna, la situación es calculable por métodos teóricos, por lo que el ingeniero podrá contar con orientación.

Otro efecto del flujo del agua en el terreno de cimentación es la tubificación, producida cuando el agua se infiltra a través del suelo de cimentación con su gradiente hidráulico superior al crítico, de manera que haya arrastre de partículas (Ref. 1). La condición de tubificación no es muy peligrosa en el terreno de cimentación de terracerías, puede afectar más bien a los terraplenes, siendo un factor que se debe considerar en su estabilidad (como tal será tratado en un capítulo subsiguiente de este libro), pero pudiera presentarse en ocasiones, por ejemplo al brotar el agua en un lado de un terraplén, cuando exista un embalse en el otro lado. Los suelos más susceptibles a la tubificación son los friccionantes finos, permeables, sin cementación, con índice plástico menor de 10%; los suelos que además de cumplir los requisitos anteriores son ligeros (arenas pumíticas, por ejemplo) resultan particularmente afectables por el flujo de agua. En la tabla III-1 (Ref. 1) se detalla la susceptibilidad a la tubificación de los distintos suelos:

Tabla III-1

Susceptibilidad de los Suelos a la Tubificación

Gran resistencia a la tubificación.	1. Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), bien compactadas.
	2. Arcillas muy plásticas ($I_p > 15\%$), deficientemente compactadas.
Resistencia media a la tubificación	3. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), bien compactadas.
	4. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcilla de plasticidad media ($I_p > 6\%$), deficientemente compactadas.
	5. Mezclas no plásticas, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$.
Baja resistencia a la tubificación.	6. Mezclas no plásticas, bien graduadas y deficientemente compactadas, de grava, arena y limo con $I_p < 6\%$.
	7. Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$), bien compactadas.
	8. Arenas limpias, finas, uniformes ($I_p < 6\%$) deficientemente compactadas.

La tubificación de los terrenos de cimentación es más frecuente cuando en éstos hay estratificación errática, con mantos permeables, susceptibles de acelerar el fenómeno.

Los filtros graduados, de los que se hablará en páginas posteriores de este libro, constituyen el mejor medio de evitar el fenómeno de la tubificación en el terreno de cimentación, aunque por razones de

costo su uso deba estar limitado en la tecnología de las vías terrestres a aquellos lugares en que el riesgo de tubificación esté comprobado y en que el fenómeno pueda ser de graves consecuencias.

La licuación ha producido las fallas más dramáticas y espectaculares, debido a la magnitud de la masa de suelo que se pone en juego al producirse este fenómeno. En suelos tales como arenas saturadas relativamente sueltas, es posible que una sollicitación dinámica rápida, como la que puede presentarse durante un sismo, origine en el agua elevadas presiones que crecen a un ritmo mayor de lo que alcanzan a disiparse por la salida del agua de los poros de la estructura del material. Al incrementarse las presiones del agua interior, se debilita el contacto entre los granos de la arena, disminuyendo su resistencia al esfuerzo cortante hasta valores nulos o muy próximos a cero; en estas condiciones la masa de arena se comporta como un líquido, fluyendo bajo la acción de las cargas que provocan el fenómeno. Esta es el génesis de las fallas más notables que registra la literatura sobre comportamiento de vías terrestres, habiéndose producido en algunos casos desplazamientos de la superestructura de la obra vial que se miden en decenas y aun en centenares de metros. En México pueden citarse como ejemplo las fallas ocurridas como consecuencia de los temblores de Coatzacoalcos o Jáltipan en 1957.

Los suelos susceptibles a la licuación son las arenas sueltas (pues en éstas la deformación tiende a compactar la estructura, transmitiéndose al agua las presiones que generan el fenómeno), uniformes, finas (en ellas se reduce su permeabilidad, impidiendo la disipación de presiones en el agua) y saturadas; los depósitos de limos no plásticos sueltos son particularmente peligrosos.

El único medio que parece seguro para impedir la licuación, según la experiencia lograda hasta ahora, consiste en compactar los terrenos susceptibles, utilizando para ello cualquiera de los procedimientos usuales en la actualidad. En el caso de la construcción de carreteras, la compactación de grandes



Problemas de licuación del terreno de cimentación bajo terraplenes bajo un sismo (Jáltipan, 1957).



Visión típica de los problemas constructivos de un camino sobre suelos blandos (construcción del camino Villahermosa-Escárcega).

extensiones de terreno de cimentación es problemática y sobre todo costosa, pero en zonas sísmicas y caminos de importancia pudiera llegar a ser aconsejable y económica, en especial si se atraviesan áreas peligrosas relativamente restringidas.

En terrenos de cimentación constituidos por limos plásticos y arcillas, deben distinguirse dos casos diferentes: cuando su compresibilidad sea relativamente baja (suelos CL, ML y OL) y cuando sean francamente compresibles (suelos CH, MH, OH y P).

En suelos de compresibilidad relativamente baja no se plantean problemas especiales a la superestructura de la obra vial; los pequeños asentamientos que puedan llegar a producirse son absorbidos fácilmente por la flexibilidad propia de dicha superestructura y la capacidad de carga del terreno suele ser suficiente para soportar a los terraplenes que hayan de ser construidos. En estructuras especiales más rígidas, tales como puentes y obras de drenaje, se podrá llegar a soluciones adecuadas de los problemas aplicando las teorías disponibles que toman en cuenta la capacidad de carga del terreno y los movimientos tolerables para la estructura elegida, las que serán expuestas en páginas posteriores de este libro.

Los materiales OL, debido al contenido de materia orgánica, pudieran no ser apropiados, en casos extremos, para usarse como materiales de construcción.

Como ya se dijo, es diferente el panorama cuando el terreno de cimentación está constituido por limos o arcillas altamente compresibles (suelos OH, MH, CH y P); este caso se trata con mayor detalle en otro párrafo de este mismo capítulo, pero algunas generalidades pueden mencionarse ahora.

En primer lugar puede decirse que no existe una relación fija entre las características desfavorables de un terreno de cimentación en cuanto a resistencia y compresibilidad y su situación geográfica o topográfica, aunque los terrenos desfavorables suelen abundar más en formaciones fluviales, lacustres o marinas; la fotointerpretación y los estudios geológicos

de superficie son el medio más seguro para detectar las zonas difíciles, en que serán precisos estudios de detalle suficiente.

La falta de resistencia en el suelo de cimentación es particularmente crítica cuando la obra vial exige altos terraplenes, lo que sucede principalmente en los accesos a puentes y pasos a desnivel, en llanuras de inundación en ríos o esteros y en zonas en que exista tirante de agua. A veces se ha querido ver en 3.0 m de altura de terraplén un límite práctico para establecer cuando se requieren estudios especiales, en lo relativo a exploración de suelos y determinación detallada de características del suelo en el laboratorio, con fines de realizar los análisis de estabilidad que estos casos especiales demandan; pero es difícil fijar tales límites, pues la gravedad de un caso concreto depende no sólo de la altura de los terraplenes, sino también de la naturaleza de los materiales presentes y de lo importante que sean las consecuencias de una falla hipotética.

La falta de resistencia del terreno de cimentación bajo un terraplén puede producir una falla por falta de capacidad de carga, asociada a un hundimiento brusco y destructivo del terraplén, con bufamiento del terreno a ambos lados de aquél (o a un sólo lado), no lejos de la línea de ceros. La falla puede presentarse sin previo aviso, pero en ocasiones se producen con anterioridad deformaciones en la corona del camino, con hundimientos en la línea de centro y aparición de grietas en el material natural, paralelas al bordo y a una distancia que es función de la altura y el ancho del terraplén; estas grietas suelen ir acompañadas de un perceptible bufamiento del terreno natural. Al detectar estos signos precursores de una falla inevitable, el ingeniero debe proceder de inmediato al remedio del mal, ya sea empleando bermas o aligerando las presiones inducidas por el terraplén. En muchos casos una previsión razonable podrá consistir en adoptar un procedimiento de construcción por etapas, en el cual se construya primeramente una altura parcial del terraplén, que se irá completando a medida que el terreno de cimentación desarrolle resistencia al irse consolidando bajo la carga previa.

El procedimiento para estimar en la práctica el aumento de resistencia al esfuerzo cortante que tiene lugar en un suelo durante un proceso de consolidación, se fundamenta en ideas ya discutidas en el capítulo I de este libro. Para fijar ideas, supóngase que se trata de un proceso de consolidación producido por un terraplén que se construye sobre un suelo compresible, normalmente consolidado, cuya resistencia inicial no garantiza la estabilidad de la estructura, por lo que se decide exigir la mitad de su altura y esperar para completarla a que el suelo se haya consolidado parcialmente, aumentando lo suficiente la resistencia inicial del terreno en ese proceso.

Bajo carga rápida, supuesto que el terraplén se construye en poco tiempo, en comparación con el que el suelo necesita para consolidarse significativa-

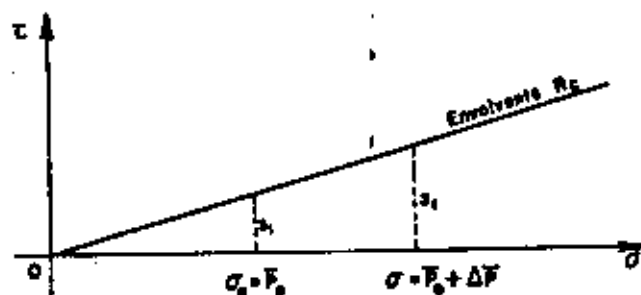


Figura III-1. Aumento de la resistencia rápida con carga de consolidación.

mente, la resistencia del suelo de cimentación estará representada por la envolvente de la prueba rápida-consolidada obtenida al trabajar con esfuerzos totales. Analizando esta envolvente (Fig. III-1) puede verse que la resistencia al esfuerzo cortante (s) es proporcional a la carga con que se haya consolidado el material.

En el manto compresible normalmente consolidado, la resistencia bajo carga rápida será, por lo tanto, proporcional a la profundidad. Al construir la mitad del terraplén se inducirá un proceso de consolidación en el terreno de cimentación, como consecuencia del cual aumentarán las presiones efectivas en todo punto del mismo. La resistencia final en cualquier punto del suelo de cimentación, una vez logrado el 100% de consolidación bajo la nueva carga, puede determinarse a partir de las nuevas presiones efectivas existentes al término del proceso, calculables con la aplicación de la Teoría de Boussinesq, como se indica en el párrafo III-3 de este mismo capítulo. Así, si s_1 es a la resistencia inicial de un punto de la masa consolidada bajo la presión efectiva de su peso propio (\bar{p}_0), la resistencia final bajo carga rápida, s_p será la correspondiente a la nueva presión de consolidación, $\bar{p}_0 + \Delta\bar{p}$, donde $\Delta\bar{p}$ representa el incremento de presión efectiva que ha producido la mitad del terraplén primeramente construido. De esta manera s_1 será la resistencia con que pueda contarse al iniciar la construcción de la segunda mitad del terraplén, si el terreno natural ha alcanzado el 100% de consolidación bajo la primera mitad; la resistencia correspondiente a un porcentaje de consolidación comprendido entre 0% y 100% tendrá un valor también comprendido entre s_1 y s_p , que podrá obtenerse por interpolación lineal, según se desprende obviamente de la Fig. III-1. Si el suelo de cimentación fuese preconsolidado, el problema podría tratarse como en el caso anterior, pero incluyendo en la envolvente R_c el intervalo de consolidación. Hvorslev (Ref. 3) y Rutledge (Ref. 4) han dado maneras algo diferentes de la aquí expuesta, pero básicamente equivalentes, para resolver el problema que ahora se trata.

Otro problema relacionado con los terrenos de cimentación de muy baja resistencia es el que se refiere a las fallas del terraplén propiamente dicho,

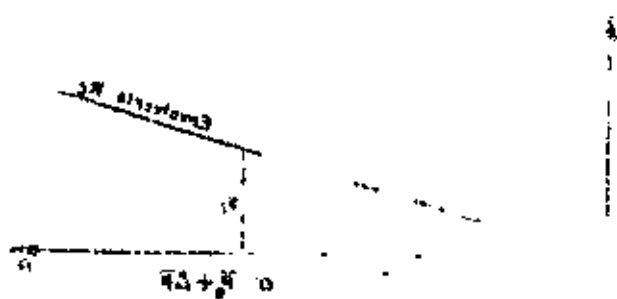


Fig. 1. Dependencia de la actividad de los iones de calcio en función de la concentración de la emulsión K2.

de la actividad de los iones de calcio en función de la concentración de la emulsión K2. Los datos experimentales se muestran en la Fig. 1. Se observa que la actividad de los iones de calcio disminuye al aumentar la concentración de la emulsión K2. Esto puede deberse a la formación de complejos de calcio con los componentes de la emulsión.

El estudio de la actividad de los iones de calcio en función de la concentración de la emulsión K2 es importante para comprender el mecanismo de acción de esta emulsión. Los resultados muestran que la actividad de los iones de calcio disminuye al aumentar la concentración de la emulsión K2. Esto puede deberse a la formación de complejos de calcio con los componentes de la emulsión. El estudio de la actividad de los iones de calcio en función de la concentración de la emulsión K2 es importante para comprender el mecanismo de acción de esta emulsión. Los resultados muestran que la actividad de los iones de calcio disminuye al aumentar la concentración de la emulsión K2. Esto puede deberse a la formación de complejos de calcio con los componentes de la emulsión.

Los resultados de este estudio demuestran que la actividad de los iones de calcio disminuye al aumentar la concentración de la emulsión K2. Esto puede deberse a la formación de complejos de calcio con los componentes de la emulsión.

En la página 10 de los anexos se encuentran los datos experimentales que respaldan las conclusiones de este estudio. Los datos muestran una clara correlación entre la concentración de la emulsión K2 y la actividad de los iones de calcio. Esto sugiere que la emulsión K2 actúa como un agente quelante de calcio, reduciendo su actividad en solución. Este tipo de comportamiento es común en sistemas donde se forman complejos estables entre los iones de calcio y los componentes de la emulsión. El estudio de la actividad de los iones de calcio en función de la concentración de la emulsión K2 es importante para comprender el mecanismo de acción de esta emulsión. Los resultados muestran que la actividad de los iones de calcio disminuye al aumentar la concentración de la emulsión K2. Esto puede deberse a la formación de complejos de calcio con los componentes de la emulsión.

por rotación o traslación sobre superficies de deslizamiento desarrolladas total o parcialmente en dicho terreno de cimentación; pero este tipo de fallas se considerará en el capítulo relativo a Estabilidad de Taludes, por lo que serán pasadas por alto ahora.

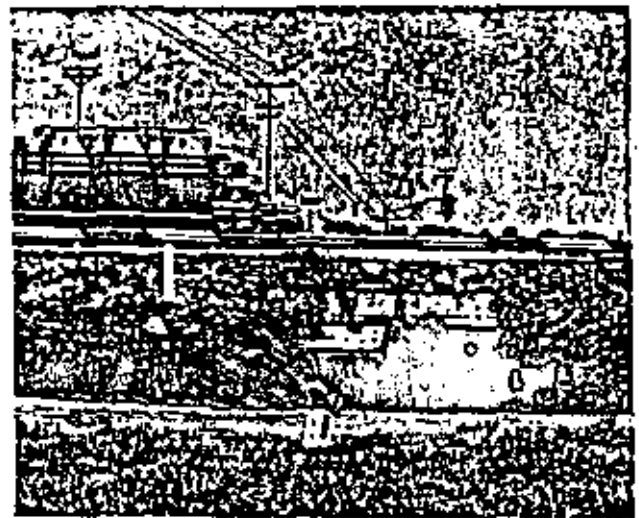
III.3 ASENTAMIENTOS EN EL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Posiblemente el problema más grave que enfrenta un suelo de cimentación fino y compresible, es el que se refiere a los asentamientos que en él pueden producirse al recibir la sobrecarga que representan los terraplenes. Dichos asentamientos causan:

1. Pérdida de bombeo, pues la presión ejercida por el terraplén es mayor bajo el centro de la corona que bajo los hombros.
2. Aparición de asentamientos diferenciales en el sentido longitudinal, por heterogeneidades en la cedenencia del terreno de cimentación; éstos producen perjuicios en la funcionalidad del camino, en el pavimento, en el drenaje superficial, etc.
3. Disminución de la altura del terraplén, grave cuando se atraviesan zonas inundables o inundadas.
4. Perjuicios en el comportamiento de obras de drenaje menor, que adquieren una conformación hidráulicamente inconveniente y se agrietan, al hundirse más en el centro que en los extremos.
5. Agrietamientos en la corona del terraplén, especialmente cuando ésta es muy ancha y cuando el terraplén tiene bermas.
6. Pérdida de la apropiada transición entre los terraplenes de acceso y las estructuras, cuando éstas, cimentadas por ejemplo en pilotes de punta, no participan del asentamiento general.

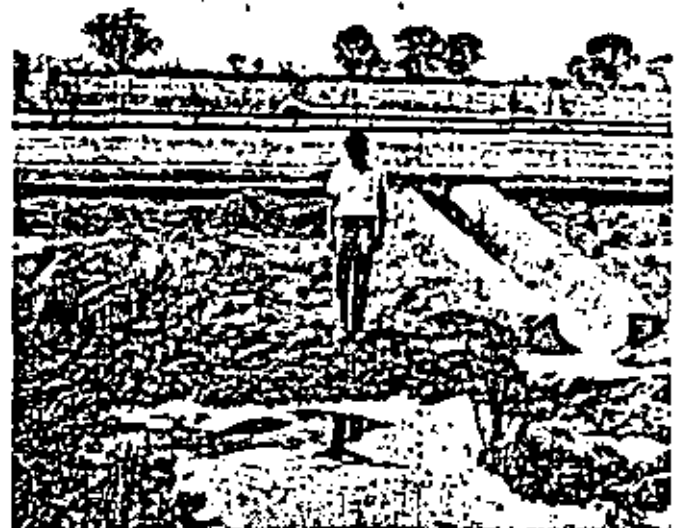
Independientemente de algunos casos especiales cuyo estudio se hace en páginas subsecuentes de este capítulo, en México no es raro encontrar regiones en que los asentamientos en el terreno de cimentación desempeñan un papel tan importante que todo el diseño de la obra vial, incluyendo la posibilidad de un cambio de trazo, debe quedar condicionado a ellos. Se llega así a proyectos que no son óptimos si se toman en cuenta únicamente los aspectos que tradicionalmente se contemplan para diseñar una vía terrestre.

En el apartado B del párrafo I-12 del capítulo I de esta obra se discutieron con cierto grado de detalle los métodos para calcular los asentamientos que ocurren en un suelo de cimentación compresible bajo la carga de un terraplén. Se mencionó como requisito fundamental del cálculo el conocimiento de la variación de $\Delta\bar{p}$ con la profundidad, siendo $\Delta\bar{p}$ la sobrecarga comunicada al terreno de cimentación por el terraplén, bajo el supuesto de que antes de colocar éste, el terreno de cimentación estaba consolidado únicamente bajo su peso propio (\bar{p}_s). Se detallará ahora un poco de cálculo de esa variación de $\Delta\bar{p}$ con la profundidad z dentro del suelo.



Efecto del asentamiento local.
Hundimiento de una alcantarilla.

En la Ref. 2 se trata con bastante detalle la aplicación de la Teoría de la Elasticidad y en particular de la Teoría de Boussinesq al cálculo de la distribución de esfuerzos en la masa de suelo, cuando en la superficie horizontal de ella se coloca una cierta carga; interesa ahora el caso en que tal carga sea específicamente un terraplén. El problema puede tratarse como una extensión del caso de una carga concentrada de magnitud P , propuesto y resuelto originalmente por Boussinesq. Se acepta en la solución que el medio cargado, que representa al suelo real, es un continuo semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico, hipótesis que representan un alejamiento muy significativo de las condiciones de un suelo real. Es entonces hasta cierto punto sorprendente que a partir de tan decepcionantes hipótesis se



Otro efecto del asentamiento del terraplén en el drenaje transversal.

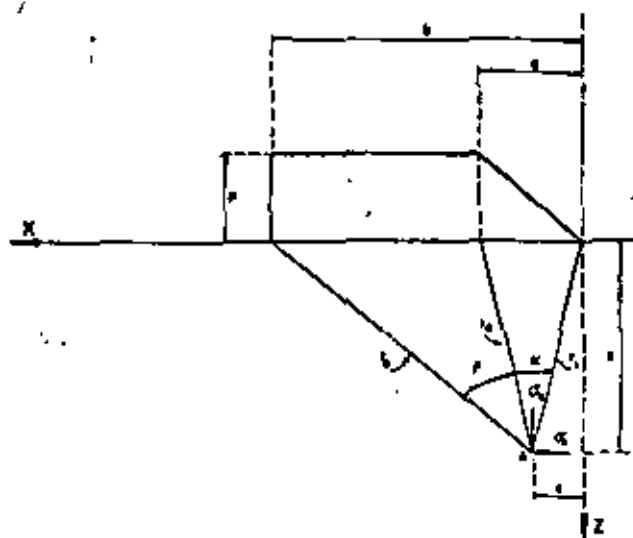


Figura III-2. Distribución de esfuerzos bajo una carga trapezoidal de longitud infinita (trapezoido rectángulo).

puedan estimar con la teoría de Boussinesq (en combinación con la Teoría de la Consolidación) asentamientos de una aproximación plenamente satisfactoria para el ingeniero.

El problema del cálculo de los esfuerzos transmitidos por un terraplén a la masa semi-infinita de suelo fue resuelto por Carothers (Refs. 2 y 5) de acuerdo con la situación que se indica en el croquis de la Fig. III-2.

Los esfuerzos en las direcciones que se indican resultan ser:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_2^3} (x - b) \right] \\ \sigma_z &= \frac{p}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha + \frac{2z}{a} \ln \frac{r_2}{r_1} + \frac{z}{r_2^3} (x - b) \right] \\ \tau_{xz} &= \frac{p}{\pi} \left[\frac{z}{a} \alpha - \frac{z^3}{r_2^3} \right] \end{aligned} \quad (3-1)$$

En la Fig. III-3 se incluye la solución gráfica para σ_x de las ecuaciones (3-1) realizada por J. O. Osterberg, que permite calcular el esfuerzo σ_x en los puntos que se indican.

Para calcular los valores de σ_x bajo el centro del terraplén, supuesto de longitud infinita, bastará mul-

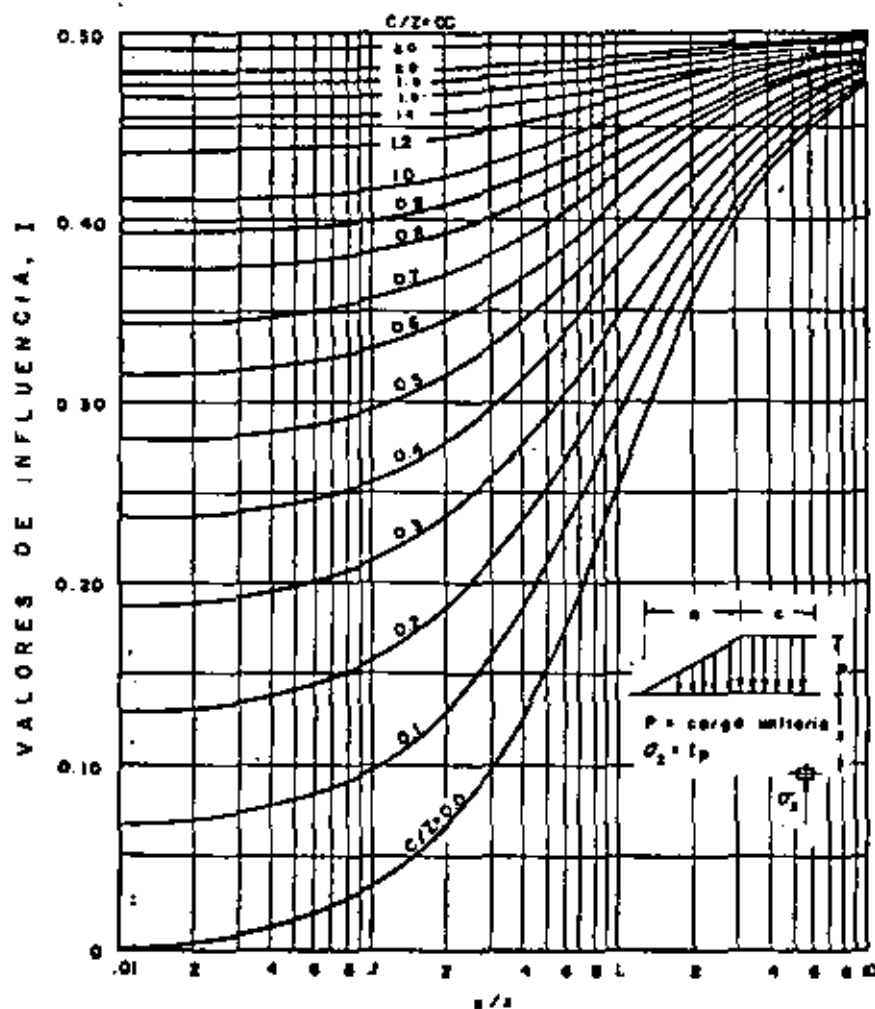
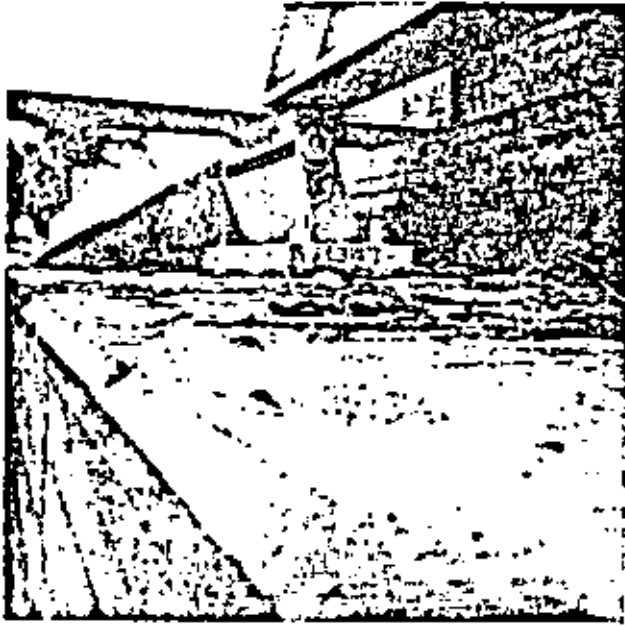


Figura III-3. Gráfica de valores de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita según J. O. Osterberg).



Los movimientos del terraplén de acceso al asentarse produjeron el problema que se muestra en el estribo de un puente pilotado.

triplicar por dos el valor de σ_z obtenido para cada profundidad z en la gráfica, pues ésta considera sólo la mitad del terraplén y se estima válido el principio de superposición de causas y efectos. Si se desean calcular los esfuerzos bajo el centro del extremo final de un terraplén, supuesto así semiinfinito en longitud, bastará considerar la mitad del valor de σ_z obtenido para el terraplén completo de longitud infinita.

En las Figs. III-4 y III-5 se presenta la solución gráfica de otro caso de utilidad para el ingeniero de Vías Terrestres, propuesta originalmente por Hamilton Gray (Refs. 2 y 6). Se trata ahora de una carga triangular de ancho linito, útil para el cálculo de los esfuerzos inducidos por derrames de terraplenes. Naturalmente que con base en el principio de superposición, las soluciones de las Figs. III-3, III-4 y III-5 pueden combinarse para reproducir mejor la geometría de los casos concretos que la práctica proporcione.

Con la distribución de esfuerzos inducidos por el terraplén en la masa de suelo, el cálculo de los asentamientos bajo tales formaciones podrá hacerse con base en la Teoría de la Consolidación de Terzaghi,

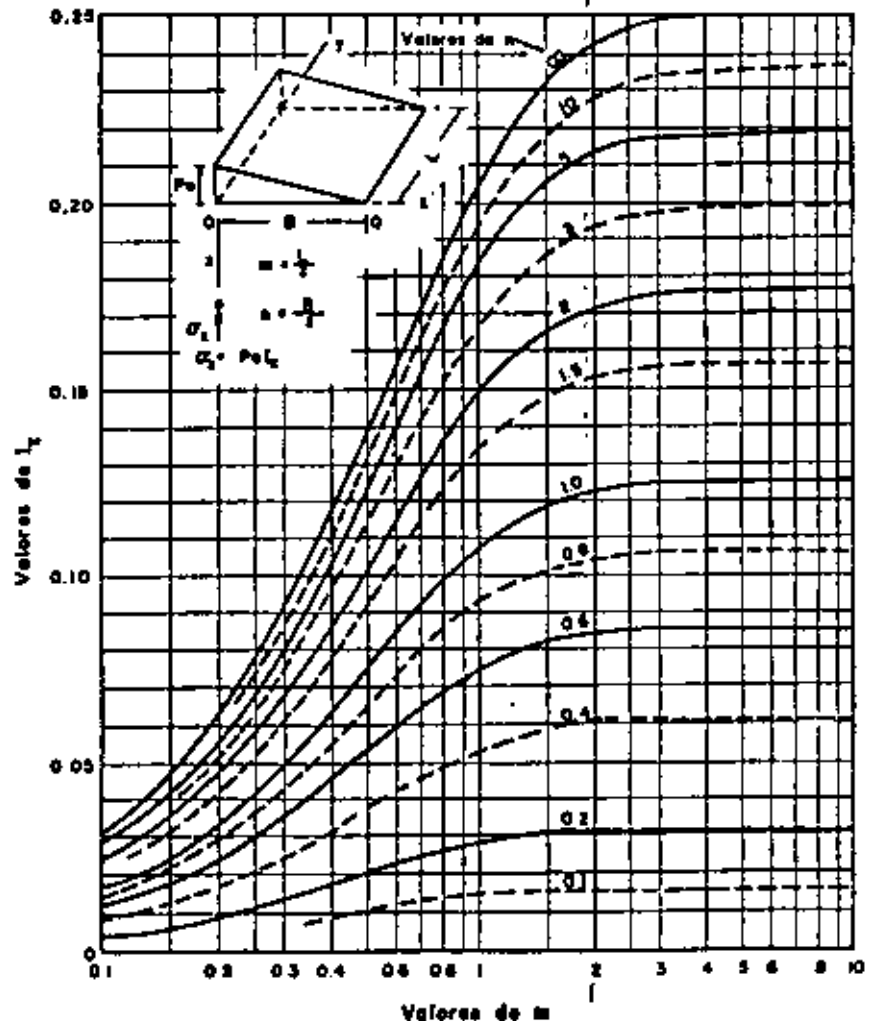


Figura III-4. Esfuerzos verticales inducidos bajo el punto O, por una carga triangular de longitud finita (triángulo rectángulo).

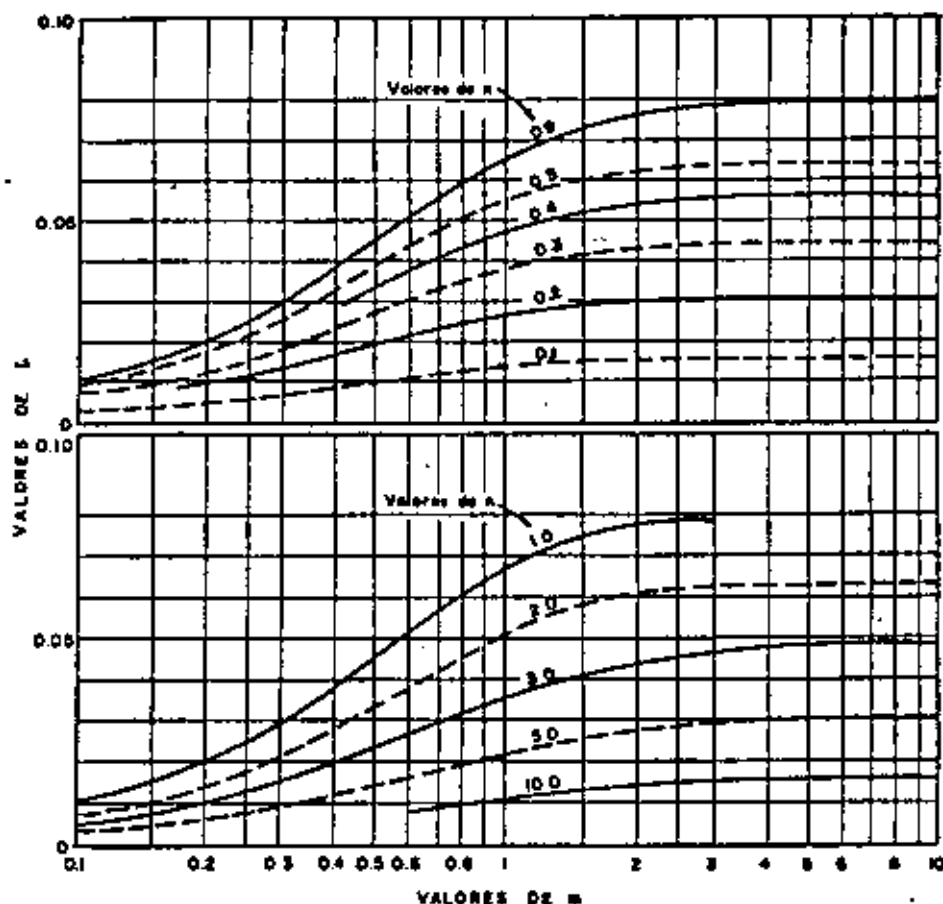


Figura III-5. Esfuerzos verticales inducidos bajo Q por una carga triangular de longitud finita (triángulo rectángulo).

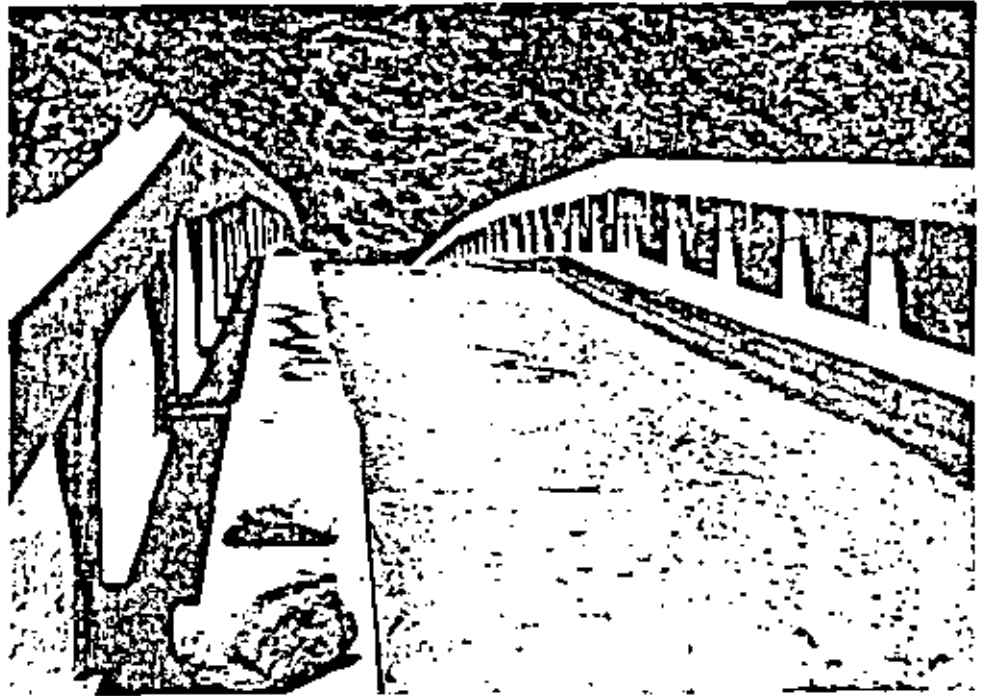
siguiendo todos los pasos señalados en el apartado B del párrafo 1-12 del capítulo 1 de esta obra.

Resulta muy difícil estimar cuál pueda ser el orden de asentamiento permisible que se deba considerar en una vía terrestre construida sobre suelos blandos. En primer lugar, hay que tener en cuenta que el asentamiento total del terraplén puede no tener excesiva importancia (excepto en ciertos casos, tales como terraplenes de acceso a estructuras rígidas que no se asienten o en zonas inundables), en comparación con los asentamientos diferenciales, o sea los movimientos diferenciales que tengan lugar a distancias significativas. Por la naturaleza de su tránsito, una carretera suele ser más tolerante con los asentamientos diferenciales que un ferrocarril; pero, por otra parte, los equipos modernos permiten calzar la vía con facilidad y rapidez, aumentando el espesor de balasto lo necesario para reconstituir el alineamiento inicial, en tanto que en una carretera las renovaciones han de hacerse generalmente con mezclas asfálticas, que constituyen la parte más costosa de su sección. En un aeropuerto, los requisitos de alineamiento suelen ser muy rígidos en este aspecto, pues los asentamientos diferenciales, al hacer vibrar las aeronaves, impiden una lectura conveniente de los instrumentos de que depende el piloto. Además,

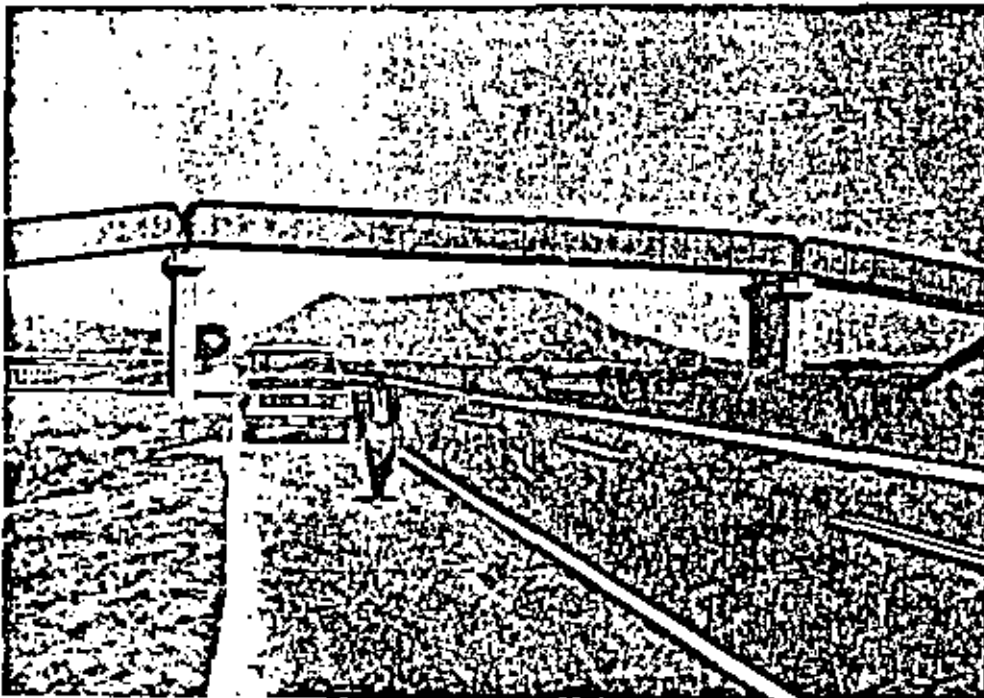
en las aeropistas los asentamientos diferenciales propician encharcamientos peligrosos tras las lluvias; naturalmente que este efecto ocurre también en carreteras, aunque en menor proporción.

En resumen, no es posible dar una regla fija para definir la política de proyecto de una vía terrestre en lo referente a asentamientos. El ingeniero deberá definir los valores admisibles en cada caso particular, partiendo de la importancia del problema y de cualesquiera otras consideraciones. En México, se tienen casos en que asentamientos superiores a 1.0 m no han producido daños de consideración a una autopista que se extiende a lo largo de varios kilómetros en una antigua cuenca lacustre (camino directo México-Puebla), pero se trata de una formación de subsuelo muy homogénea y, así, los grandes asentamientos totales no producen efectos diferenciales muy importantes. Casos como éste pueden ser prevenidos si inicialmente se dota al camino de una sobre-elevación apropiada. Pero aun en estos casos relativamente favorables el asentamiento excesivo produce serios problemas en terraplenes de acceso, alcantarillas, etc.

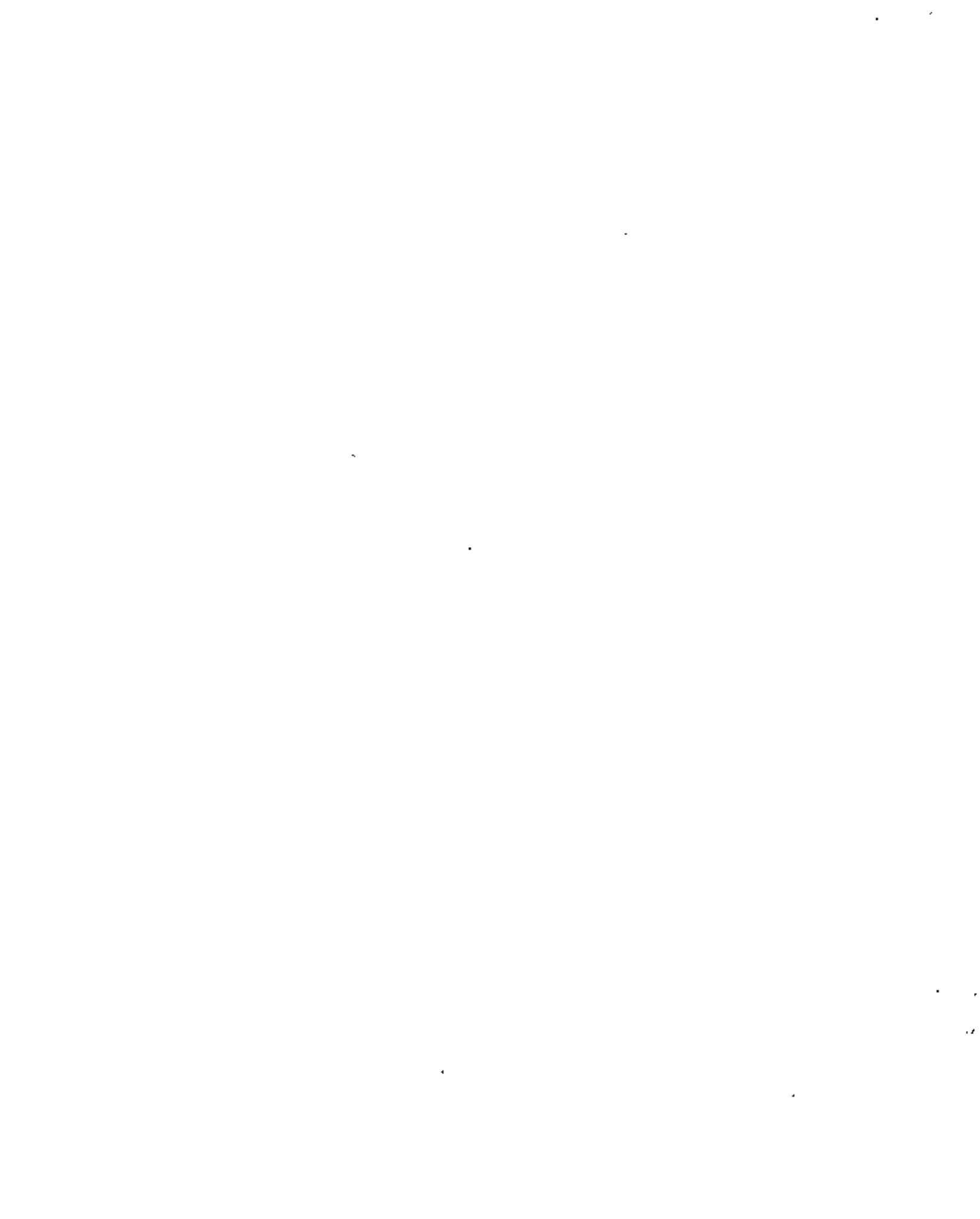
Como ya se dijo y es bien conocido por los especialistas en Mecánica de Suelos de todos los campos, la evolución de los asentamientos con el tiempo es



Efecto del asentamiento de los terraplenes de acceso en una estructura.



Otro ejemplo del efecto del asentamiento de los terraplenes de acceso a un paso a desnivel; la estructura tenía fuertes pendientes de acceso para disminuir la altura de los terraplenes.



mucho más difícil de determinar con precisión que el monto del asentamiento propiamente dicho. Ello se debe a varias razones, pero quizá la principal sea la dificultad de determinar apropiadamente las capas drenantes (y, por lo tanto, el espesor de las capas compresibles), de cuya correcta consideración tanto dependen los resultados del cálculo (ver párrafo I-12 del capítulo I de esta obra). Esta circunstancia es desafortunada, pues muchas decisiones importantes del ingeniero de vías terrestres se basan en la correcta determinación del tiempo en que tendrán lugar los asentamientos. De esta manera, las recomendaciones de construcción de terraplenes sobre terrenos blandos, previamente a la del resto de la obra vial, de manera que al concluir ésta ya se hayan producido los asentamientos que pudieran ser perjudiciales, que constituyen soluciones tan limpias y apropiadas para muchos casos, han de manejarse frecuentemente en un aura de peligrosa incertidumbre.

Ya se dijo en el párrafo I-12 del capítulo I de esta obra cuales son los medios teóricos de que dispone el ingeniero para realizar los cálculos que se acaban de comentar.

III-4 MEJORAMIENTO DEL TERRENO DE CIMENTACION

No se repetirá bastante que el terreno de cimentación suele ser suficientemente bueno, tanto en lo que se refiere a resistencia como a compresibilidad, para soportar a las vías terrestres en condiciones normales, pues las presiones a él comunicadas son relativamente bajas y la estructura del terraplén se suele adaptar muy bien a pequeños movimientos que puedan producirse. Los problemas señalados y los métodos de mejoramiento que ahora se mencionarán se presentan normalmente en áreas restringidas y no pueden verse como de utilización común, por su alto costo.

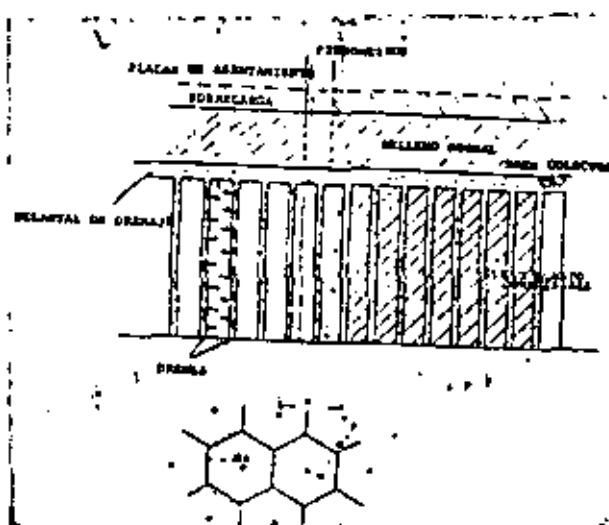
Los principales métodos que se han seguido para mejorar las condiciones del terreno natural, ya sea en lo referente a resistencia o a compresibilidad, son los siguientes:

1. *El uso de materiales ligeros.* Se trata de conseguir, dentro de distancias de acarreo tolerables, bancos de materiales de bajo peso específico para la construcción de los terraplenes, a fin de lograr así que se reduzcan al máximo tanto las presiones comunicadas al terreno natural como la geometría de la sección que se construya, pues no debe olvidarse que el problema de asentamientos suele estar ligado al de falta de resistencia, de modo que si el terraplén se hace con materiales pesados requerirá taludes muy tendidos, bermas, etc., que podrán reducirse y quizá eliminarse con el uso de materiales ligeros; siendo el hundimiento menor a menor ancho de terraplén, esta última ganancia repercutirá favorablemente en el asentamiento final a que se llegue.

2. *La sobreelevación de la rasante.* Se trata ahora de sobreelevar inicialmente la rasante del terraplén, de manera que quede en el nivel requerido después de producirse el asentamiento. La efectividad de la solución depende de que el terreno natural soporte la sección sobreelevada.

3. *Construcción previa de terraplenes.* En este caso se construye el terraplén con suficiente anticipación a las obras de pavimentación, permitiendo que ocurra el asentamiento durante ese lapso disponible; después se conformará la corona, para pavimentar una estructura que ya no se deformará. En ocasiones, la falta de resistencia del terreno de cimentación puede obligar a completar la sección definitiva por medio de sucesivos recargos, aprovechando la resistencia que se genere como consecuencia de la consolidación. Naturalmente que el número de recargos necesariamente tendrá que ser bajo, y el último tal, que produzca asentamientos que no sean de significación. La solución es muy ventajosa sobre todo en accesos y pasos a desnivel, pero está limitada por la disponibilidad de tiempo.

4. *El uso de drenes verticales de arena.* Siendo el proceso de asentamiento un proceso de consolidación, todos los procedimientos que aceleren esta última servirán para que aquellos se produzcan con mayor rapidez, dando oportunidad a que ocurran durante el proceso de construcción, con lo que la estructura permanecerá prácticamente libre del problema durante su vida de servicio. Además, la aceleración de la consolidación sirve también para aumentar la rapidez de generación de resistencia al esfuerzo cortante consecuencia del proceso. Los drenes verticales de arena son un acelerador comprobado de los procesos de consolidación, cuya influencia en éstos puede ser establecida teóricamente (Ref. 7). Son perforaciones verticales rellenas de material permeable, de pequeño diámetro y de longitud suficiente para que sus efectos alcancen a la totalidad del man-

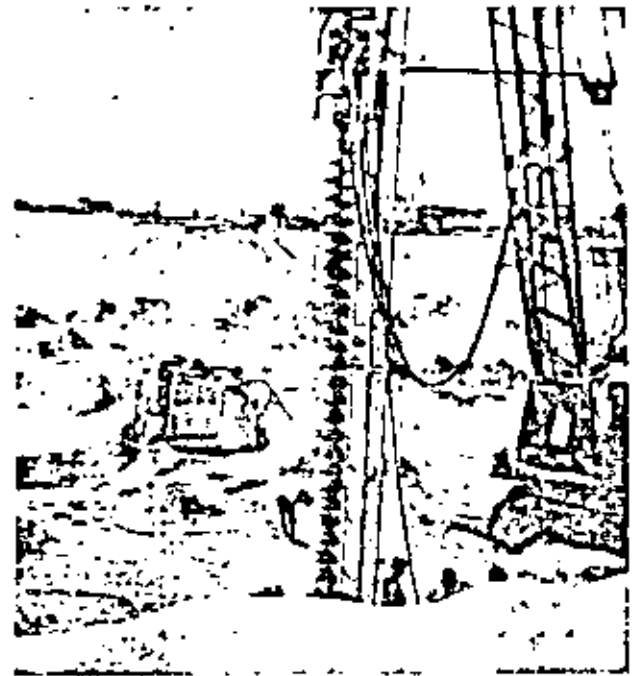


Croquis de una instalación de drenes verticales de arena.

ta compresible o, por lo menos, al espesor que vaya a producir la mayor parte del asentamiento.

Su función se ejerce disminuyendo la longitud de las trayectorias que el agua debe recorrer para ser drenada de los estratos compresibles que se consolidan; esto se logra al permitirse el flujo en la dirección horizontal, además del flujo vertical usual. Como la mayoría de los suelos arcillosos finos son algo estratificados, de manera que la permeabilidad horizontal es más grande que en la dirección vertical, el flujo radial hacia los drenes verticales de arena es, en principio, muy eficiente.

Los drenes se instalan introduciendo en el terreno un tubo de alente del que después se extrae el suelo y que debe recuperarse por razones de costo, extrayéndolo a medida que se rellena de arena el espacio interior, o por medio de un mandril o broca apropiada, que haga una perforación cuyas paredes se sostengan al retirar la herramienta, por lo menos el tiempo necesario para rellenar el hueco con la arena que funciona como material drenante. Naturalmente el segundo método suele ser de menor costo que el primero, pero no siempre es aplicable, pues en suelos muy blandos o turbosos no se sostienen las paredes de pozos relativamente profundos. Ambos métodos producen un importante remoldeo del suelo natural, que se refleja en su resistencia conjunta; esta reducción de resistencia ha de ser tomada en cuenta, ya que han tenido lugar algunas fallas importantes por olvidarse de ello, si bien es cierto que la resistencia suele recuperarse algunos días o cuando mucho semanas, después de instalados los drenes. El remoldeo de los suelos puede evitarse en gran parte usando chiflones, taladros o procedimientos similares, que realicen la excavación con mínimo desplazamiento (Ref. 8). Por ejemplo, en la División de Carreteras del estado de California (E.E.UU.) está prohibido el uso de mandriles de punta cerrada, que perforan desplazando al suelo blando (Ref. 9).



Colocación de drenes verticales de arena.

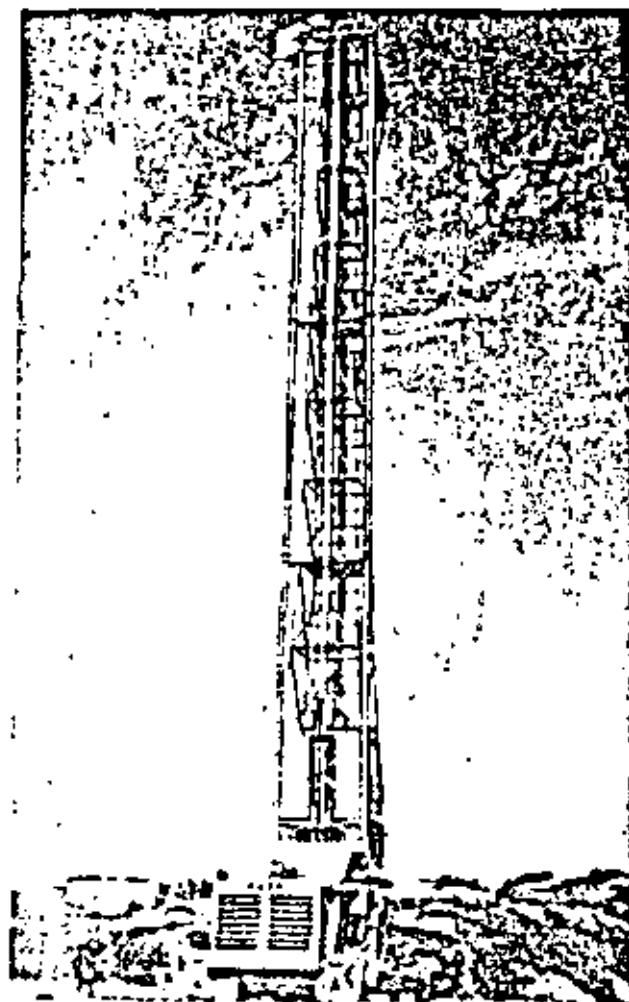
Indudablemente, los drenes verticales de arena aceleran la salida del agua de los estratos compresibles, pero no deben considerarse como una solución apropiada en todos los casos; no deben utilizarse sin una exploración de campo adecuada y sin un conocimiento preciso del subsuelo que se desea tratar. Quizá el caso en que su efectividad es mayor, es aquel en que existen en el terreno lentes de materiales algo permeables, que sean atravesadas por los drenes. En suelos arcillosos homogéneos es frecuente que los drenes verticales aun cuando reduzcan los tiempos de consolidación, no conduzcan a procesos suficientemente rápidos como para justificar su alto costo.

Es importante para el buen funcionamiento de los drenes verticales que el material que en ellos se coloque sea realmente permeable; a este respecto la experiencia parece indicar como aconsejable sobrepasar incluso las normas usuales para materiales drenantes o constitutivos de filtros, normas que aparecen comúnmente en diversas obras y que podrán también encontrarse en páginas posteriores de este libro. En especial, deberá cuidarse que sea muy bajo el contenido de finos menores que la malla N° 100, pues éstos afectan mucho la permeabilidad del conjunto, al grado de que variaciones de un 1% a un 2% pueden reducir la permeabilidad 3 ó 4 veces (Ref. 10). De la misma manera, debe evitarse toda segregación dentro del material filtrante en su colocación en el pozo.

La instalación de drenes verticales de arena debe complementarse con una capa drenante de espesor razonable, que cubra toda el área tratada. Así se garantizará salida al agua acumulada en los drenes verticales y además se propiciará el flujo vertical del



Colocación de la plataforma de trabajo y del delantal de drenaje para una instalación de drenes verticales de arena.



Otra máquina para instalar drenes verticales de arena.

agua, como ayuda del radial. Esa capa superior drenante no debe ser de menos de 30 ó 40 cm de espesor.

La separación que se dé a los drenes verticales de arena en una instalación dada influye grandemente en la aceleración que se logre en el proceso de consolidación, que es mucho mayor cuanto más próximos se pongan, pero también, naturalmente, en el costo de la instalación, que crece mucho cuando se colocan muy cercanos; entre estos dos criterios opuestos ha de moverse el ingeniero. También el diámetro de los pozos tiene importancia, aunque en menor grado. La práctica ha sancionado una relación entre la separación y el diámetro en el orden de 10, con valores de 30 ó 40 cm para esta última dimensión. Es frecuente y conveniente la disposición denominada comúnmente en "tres bolillo".

El poder establecer por cálculo la evolución de la consolidación en una instalación de drenes verticales depende mucho de la precisión que se logre en la determinación de las permeabilidades, vertical y radial (Ref. 11). La permeabilidad vertical puede medirse en el laboratorio, usando los métodos para

suelos estratificados; pero la permeabilidad radial se mide mejor con pruebas de campo, para lo cual se pueden usar los pozos de instalación de piezómetros, que tendrán que existir obligatoriamente en toda instalación importante de drenes verticales de arena. Las inexactitudes en la medida de la permeabilidad se han mencionado como causa importante en la dificultad de predecir el efecto de los drenes de arena en un caso dado.

No se ha estudiado suficientemente el efecto que los drenes verticales de arena pudieran tener sobre la resistencia del estrato compresible, por ejemplo al deslizamiento, al actuar como verdaderos pilotes de arena.

El uso de los drenes verticales de arena suele ser costoso, sobre todo en países en que no exista la maquinaria especializada para su construcción con que es posible contar en la actualidad; por consiguiente, su utilización no puede recomendarse sin un cuidadoso estudio de su idoneidad y una completa consideración económica de otras alternativas.

5. *La compensación total o parcial de la carga del terraplén.* Si se logra por algún procedimiento de construcción adecuado que al penetrar el material del terraplén desplace lateralmente al suelo de cimentación blando, se producirá una compensación del peso de aquél, que actuará únicamente con una presión correspondiente a la diferencia entre el peso del material colocado y el desplazado. El método es más factible cuando más fácil sea de desplazar lateralmente el terreno natural, por lo que rinde sus mejores resultados en suelos arcillosos orgánicos o en turbas. En ocasiones el desplazamiento del terreno natural se ayuda con sobrecargas, explosivos, etc. En el caso particular de las aeropistas, estructuras de longitud más limitada que una carretera, se ha usado un procedimiento de auténtica compensación completa, preexcavando una caja de profundidad suficiente, la que se conforma estructuralmente construyendo en su fondo una losa delgada de concreto pobre y se rellena posteriormente con materiales ligeros, para producir una compensación total. Ejemplo de lo anterior es la prolongación de algunas pistas y la construcción de calles de rodaje en el Aeropuerto de la Ciudad de México.

En carreteras, el inconveniente del procedimiento estriba en la gran cantidad de material que puede llegar a incrustarse en el material natural antes de lograr una compensación efectiva.

6. *La remoción del material compresible.* En este caso se utiliza una idea tan sencilla como ésta: si el terreno de cimentación es malo y compresible, remuévasele y póngase en su lugar otro de mejor calidad. El Departamento de Carreteras del Estado de California considera que ésta es la mejor solución en suelos muy blandos y compresibles, que se presentan bajo los terrapienes en espesores no mayores que 4 ó 5 m (Ref. 9), añadiendo que el material sustituto debe ser granular cuando no esté garanti-

do su drenaje. Esta norma resulta quizá exagerada para países que disponen de menores presupuestos para la construcción de una obra dada; en México, por ejemplo, se ha utilizado poco la substitución de terrenos malos por suelos estables bajo terraplenes y la experiencia indica que cuando el espesor del terreno natural es inferior a 4 ó 5 m es posible obtener un comportamiento favorable a menor costo con el empleo de algún otro de los métodos descritos. Cuando el espesor de terreno malo es superior a 4 ó 5 m, es universalmente reconocido que el costo de la substitución de materiales se hace prohibitivo. En resumen, la substitución de materiales debe verse como una alternativa más a disposición del ingeniero, que podrá sopesarse para ser empleada sólo cuando resulte ser la más económica o conveniente después de un cuidadoso balance.

7. *Tratamiento físico-químico del terreno comprensible.* Aun cuando estas técnicas están todavía en sus comienzos, se sabe que al añadir ciertas sustancias al suelo se producen en éste intercambios iónicos entre sus partículas minerales y las materias disueltas en el agua intersticial, de manera que se modifican los nexos estructurales, mejorando la resistencia del suelo y disminuyendo su compresibilidad. En cada caso se hará necesario un análisis físico-químico del suelo, a fin de definir la sustancia o sustancias que producirán los efectos más favorables; éstas pueden incorporarse al suelo haciéndolas circular por su interior disueltas en agua. En México se han realizado diversos estudios para la aplicación de estas técnicas, pero nunca han llegado a usarse en las obras, debido a su alto costo.

8. *Calcinación del suelo.* Consiste este método en calcar literalmente hablando la estructura del suelo, con elevadas temperaturas provenientes de la combustión de gases. En algunos casos se han reportado disminuciones notables de la compresibilidad y, por consiguiente, de los asentamientos. El método debe considerarse en etapa experimental.

9. *Colocación de entramados de ramas, palmas y otros materiales similares bajo el terraplén.* Consiste este método en fabricar una verdadera balsa de entramado bajo el terraplén, que reparte la carga y proporciona una especie de flotación al conjunto de la superestructura. El método se ha usado con excelentes resultados en diversos países, pero en México se carece de una experiencia concluyente al respecto.

10. *La colocación de bermas o el uso de taludes muy tendidos.* Con ello se logra uniformizar las presiones transmitidas al terreno bajo el terraplén, con lo que se uniformizan también los asentamientos, reduciendo los diferenciales. Por otra parte, conviene no olvidar que el asentamiento total es mayor cuanto mayor es el ancho del área cargada, por lo que las medidas objeto de este apartado tenderán a hacer crecer dichos asentamientos totales; naturalmente, la bondad de estas medidas estará supeditada al balance de estos factores contradictorios. Estos métodos carecerán de sentido en aeropistas, donde

las coronas de los terraplenes son muy anchas en comparación con las de las carreteras.

11. *Escalonamiento de laderas naturales.* En terrenos naturales con pendiente transversal fuerte existe el peligro de que los terraplenes se deslicen ladera abajo, aun cuando los materiales involucrados no sean demasiado malos. El escalonamiento del terreno de cimentación en forma apropiada a la geometría del terraplén y a la topografía de la zona es quizá el método que más se ha usado en México para combatir este tipo de problemas. Los escalones, de huella horizontal y peralte vertical, proporcionan al terraplén apoyo horizontal, eliminando la componente de su peso a lo largo de la superficie de contacto con el terreno natural y, por lo tanto, la causa de la posible falla. Los escalones deben tener peralte apropiado y huella suficiente para las maniobras del equipo de construcción. El proyecto deberá indicar al detalle la forma y las dimensiones de los escalones, siendo deseable que toda su sección se aloje en terreno firme.

12. *Construcción de rellenos sobre apoyo irregular en roca.* Al hacer cortes en roca es muy común que, como consecuencia del proceso de excavación con explosivos, la cama del camino quede rásida y llena de aristas irregulares y agudas. En este caso ha de colocarse entre esa roca y el pavimento una capa de suelo del suficiente espesor y apropiada resistencia, para impedir que las irregularidades señaladas se reflejen en el propio pavimento. Este es un caso ilustrativo de aquellos en que el mejoramiento del terreno consiste en la substitución de un apoyo muy firme por otro de suelo, aparentemente de peor calidad. La lección que se extrae de esto es que los problemas de interacción entre superestructura y terreno de cimentación en una obra vial son tan complejos que con frecuencia la norma de mejoramiento adoptada es contradictoria, en el sentido de que resulta desventajosa desde uno o varios de los puntos de vista que intervienen; lo importante es entonces resaltar el aspecto fundamental que se pretende mejorar, balanceando convenientemente las virtudes y defectos de la norma de mejoramiento adoptada.

13. *Compactación.* Frecuentemente se mejora la parte superior del terreno de cimentación con un proceso de compactación posterior al desmonte, deshierbe y desentramado; el tratamiento es frecuente sobre todo en aeropistas y suele ser somero, alcanzando 85 a 90%, en relación a cualquier estándar usual.

14. *Anclaje de bloques de roca fracturada.* En laderas rocosas inclinadas y cuando los planos de fracturamiento son desfavorables a la obra vial, se ha recurrido al anclaje de los bloques de roca con varillas de acero introducidas en perforaciones previas selladas posteriormente con concreto o lechada de cemento, de modo que literalmente se cosen los fragmentos cuya situación sea peligrosa.

15. *Relleno de grietas.* Con frecuencia la superficie del terreno de cimentación aparece agrietada,

Cuando esto suceda, la causa del agrietamiento deberá investigarse siempre, pues el fenómeno puede ser indicio tanto de la existencia de un estado de falla incipiente relativamente fácil de corregir, por ejemplo en una ladera inclinada, como de un verdadero estado de deslizamiento superficial generalizado o de un estado de tensión importante, del tipo descrito por Juárez Badillo, como ejemplo, en la Referencia 13.

La causa del agrietamiento deberá ser eliminada como un requisito indispensable para la corrección del agrietamiento. Podrá haber casos en que el cambio de trazo constituya la mejor solución, pues como se ha dicho, el agrietamiento puede estar asociado a fenómenos de gran escala y corrección difícilísima y muy costosa; pero en los casos sencillos, una vez eliminada la causa del agrietamiento puede resultar muy conveniente rellenar las grietas previamente formadas con arcilla, suelo-asfalto o algún material similar, con características plásticas. Las grietas abiertas pueden ser peligrosas, pues al rellenarse de agua generan empujes hidrostáticos que pueden agravar cualquier tendencia a la inestabilidad preexistente.

Como puede verse, ninguno de los métodos propuestos (Ref. 12) para mejorar las características de resistencia o compresibilidad del terreno de cimentación de un terraplén constituye una solución universal, de manera que en cada caso en que se haga realmente indispensable mejorar tales condiciones será preciso analizar todas las circunstancias particulares, a fin de escoger la solución o combinación de soluciones más convenientes. De hecho, algunos de los métodos propuestos son contradictorios, en el sentido de que si bien resultan favorables para algún aspecto del problema, pueden resultar desfavorables para otros. Así, la elección del criterio a seguir en cada caso no está subordinada a reglas fijas, sino que es materia de juicio del proyectista. Afortunadamente, tanto el monto de los asentamientos, como su evolución con el tiempo (si bien ésta con menor precisión) son calculables por los métodos teóricos que proporciona la Mecánica de Suelos (véase capítulo 1).

Este cálculo, por cierto, exige un conocimiento mucho más detallado de las propiedades del subsuelo del que puede lograrse con los procedimientos normales actualmente en uso para la exploración del terreno de cimentación para carreteras y aeropistas, por lo que, cuando se trabaje en áreas de suelos arcillosos blandos que presenten problemas especiales, la exploración ha de ser también de tipo especial, incluyendo la obtención de muestras inalteradas; como consecuencia, el programa de pruebas de laboratorio tampoco podrá ser rutinario y deberá comprender la realización de pruebas de compresión simple y triaxiales, para determinación de resistencia al esfuerzo cortante, y de pruebas de consolidación, para definir las características de compresibilidad.

III-5 EL AGUA EN EL TERRENO DE CIMENTACION

Del agua que cae sobre el terreno natural en el lugar en que se construirá una vía terrestre, parte escurre por la superficie, parte se infiltra en él y parte se evapora. La relación entre el agua que escurre y la precipitación total es el coeficiente de escurrimiento del terreno; éste es variable según el tipo de suelo, su pendiente, tipo de vegetación y otros factores.

El agua que corre sobre la superficie del terreno, lo erosiona y, más tarde o más temprano, se incorpora a alguna corriente superficial.

La que se infiltra a través del suelo, lo penetra hasta ser detenida por una capa impermeable y satura la zona suprayacente a esa capa formando el nivel freático, que se mantendrá a un nivel más o menos constante en tanto no haya una modificación substancial en el régimen hidráulico de la zona. Cuando el agua freática aflora o es muy poco profunda, da lugar a terrenos pantanosos. Cuando el agua freática está a relativa profundidad, pero el terreno sobre ella es fino y con potencial capilar elevado, aquélla puede ascender a importantes alturas y puede llegar a perjudicar a las terracerías y a los pavimentos. Se mencionan a continuación los efectos principales a que dan lugar los cambios en el agua freática y capilar dentro del terreno de cimentación.

1. Al cambiar el contenido de agua de los suelos cambian sus propiedades mecánicas más importantes, tales como la resistencia al esfuerzo cortante, que disminuye notablemente en suelos arcillosos o con apreciable contenido de finos cuando aquél aumenta, y la compresibilidad, que crece cuando el suelo fino adquiere agua. En suelos arenosos, especialmente en los cementados con sustancias solubles, la invasión de agua puede producir cambios drásticos en la estructuración y, por lo tanto, en la resistencia; también en este caso disminuye la resistencia por las fuerzas boyantes que se ejercen sobre los materiales bajo el nivel freático. Todo lo anterior se refleja en los asentamientos producidos en los terraplenes, en la posible falla de éstos, en las deformaciones que puede sufrir la capa subrasante, etc.

2. Los movimientos y variaciones en el agua freática y sus efectos no son nunca uniformes, por lo que producen áreas de diferentes comportamientos en el terreno de cimentación.

3. Los cambios en contenidos de agua propician cambios de volumen perjudiciales en suelos expansivos.

4. En suelos susceptibles a las heladas (Ref. 14) la existencia de agua es particularmente peligrosa, debido a los cambios de volumen y resistencia que se producen con el congelamiento periódico.

5. La acción del agua en el pavimento puede producir efectos destructivos diferentes de los asociados a los cambios de volumen o de resistencia de

los suelos, tales como el bombeo o la separación de la película de asfalto de las partículas de agregado en las carpetas o en las bases asfálticas.

Además de esos efectos, el agua que corre superficialmente produce erosiones en la obra vial y en el terreno de cimentación que son siempre indeseables. Es indispensable el drenaje superficial de estas aguas.

Muchos de los métodos de tratamiento del terreno de cimentación que ofrecen mejores resultados, independientemente de los enlistados en páginas anteriores de este capítulo, están relacionados con la eliminación del agua del interior de los suelos. Estas son las técnicas de subdrenaje que desempeñan un papel fundamental en la ingeniería de las vías terrestres y que, sin duda, están destinadas a desempeñarlas en forma más importante cada vez.

Cuando se coloca un terraplén sobre el terreno natural se modifica el régimen hidráulico, en el sentido de que se impide la evaporación del agua en un área que antes era de libre exposición; por esta causa el nivel freático tenderá siempre a ascender en el terreno natural bajo los terraplenes. Además, en el terreno natural puede existir agua, sea propia del lugar o proveniente de un flujo que la traiga desde otra parte.

Los métodos de subdrenaje del terreno de cimentación deben verse como técnicas fundamentales en su tratamiento y mejoramiento, pero no serán expuestos en este lugar, sino en un capítulo especial más adelante, pues son comunes a problemas de estabilidad de taludes, empuje de tierras y, en general, a todos los aspectos de la tecnología de las Vías Terrestres.

III-6 TERRENO DE CIMENTACION CONSTITUIDO POR ARENAS LIMPIAS

El caso de interés especial que será tratado en esta sección, corresponde al cruce de una vía terrestre por una zona de médanos. Si bien esta localización no es muy frecuente y probablemente deba evitarse en cuanto sea posible, existen casos de localización forzada que una vez ocurridos han sido fuente de problemas muy costosos y de difícil solución. Hay también algunas reglas de aplicación casi forzosa y algunos métodos de corrección de problemas que pueden rendir buenos resultados; a todo ello se enfoca someramente la atención de este párrafo.

En la Ref. 15 se hace un análisis correspondiente a un caso real que sirve para resumir las principales precauciones que es necesario observar en estos casos.

En términos generales el movimiento de los médanos, que es la principal fuente de problemas para la vía terrestre, varía inversamente con su tamaño, de manera que un gran médano, de por ejemplo 100 m de altura, puede avanzar tan poco como un par de centímetros por año, en tanto que médanos

de 2 ó 3 m de altura pueden recorrer decenas de centímetros por hora, durante una tormenta violenta. Un médano de 10 m de altura fácilmente puede desplazarse un metro por año. Lo anterior debe orientar el criterio del ingeniero en cuanto a la magnitud del problema que enfrenta.

Un médano representa hasta cierto punto una acumulación de arena a volteo, de manera que es de esperar que el talud del frente de avance se encuentre con inclinación muy próxima al ángulo de equilibrio límite; en su parte posterior, el médano tiene un talud mucho más tendido, consecuencia de su génesis y modo de avance bajo la acción de los vientos dominantes. Cualquier corte practicado en el frente de avance tendrá siempre mayor inclinación que el ángulo de equilibrio límite de arena, por lo que no será estable y producirá invasión de material sobre la cama del corte, independientemente de que este fenómeno pueda retrasarse con respecto al momento de la construcción, si la arena tuviera cohesión aparente por efecto de la tensión capilar. Desde luego es cierto que la estabilidad general del médano no se verá afectada básicamente por el corte, por lo que, en general, los volúmenes caídos no serán importantes, pero lo continuo del fenómeno y los peligros que implica para el tránsito hacen desaconsejable el efectuar cualquier clase de corte en médanos. De esta manera el trazo de la vía terrestre deberá desarrollarse siempre en terraplén o, por lo menos, a nivel de las dunas de mayor elevación. La regla anterior puede conducir a costos prohibitivos y en algunas ocasiones el ingeniero deberá conformarse con que su trazo ocurra a nivel de los médanos más móviles, pero cuidando de no cortar los de altura superior. No debe pensarse que al evitar los cortes y realizar un trazo en terraplén se resuelven todos los problemas que acarrea el cruce de una zona de médanos. El terraplén representa siempre una barrera a los vientos y al movimiento general de la arena; sin un estudio detallado, resulta muy difícil decir cual pueda ser el efecto que produzca esa barrera, pero en ocasiones podrá ser muy desfavorable.

Ha sido práctica común defender las carreteras trazadas a través de zonas de médanos con vegetación apropiada plantada en dirección de donde avanza la arena. Las plantaciones pueden hacerse en forma masiva o en líneas sensiblemente paralelas a la vía terrestre; su efecto puede complementarse con bordos y empalizadas y grupos de árboles y arbustos. Las especies deberán seleccionarse con un estudio agronómico que trascienda los límites de este trabajo, pero el ingeniero debe contar con las plantas propias de la región como un excelente punto de partida en tales estudios.

Las propiedades mecánicas de las arenas de médano y playa presentan características de interés y han sido objeto de estudios específicos. En la Ref. 16, por ejemplo, se presentan datos y conclusiones importantes, en que se demuestra la influencia de la historia de esfuerzos en las características actuales.

III-7 TERRENO DE CIMENTACION CONSTITUIDO POR ARCILLAS MUY BLANDAS Y TURBAS

En general, todos los depósitos de suelos blandos y turbas susceptibles de causar serios problemas tienen tres condiciones en común: son zonas planas, tienen mal drenaje superficial y están formados por suelos muy finos u orgánicos.

El primer requisito para superar este tipo de problemas es, naturalmente, el detectarlos y ello debe suceder en la etapa de proyecto, antes de que se produzcan costosos daños a la vía terrestre y en momentos en que el ingeniero conserva toda su libertad de acción, incluyendo la capacidad de estudiar un cambio de trazo que lo aleje de la zona que se revele como crítica. Para esto es de singular ayuda la fotointerpretación de fotografías aéreas. Pero una vez que por cualquier razón se decida a arrostrar los peligros y altos costos que significa cruzar una zona de suelos blandos u orgánicos, el ingeniero debe comprender que casi todos los métodos de proyecto y construcción de que dispondrá requieren de un buen conocimiento de las características de compresibilidad y resistencia de los suelos sobre los que se construirá la vía, así como de los que se utilizarán en la formación de la misma. Así, este es un caso que debe verse como especial en lo que se refiere a exploración de suelos y pruebas de laboratorio, en el que se justificará el uso de los métodos más delicados para obtener muestras inalteradas y el desarrollo de programas completos de pruebas de laboratorio, que incluyan pruebas de consolidación y triaxiales.

La exploración deberá hacerse separando muy claramente las dos etapas tradicionales (Ref. 17); primeramente se realiza un muestreo preliminar, con procedimientos sencillos y económicos que proporcionan muestras alteradas para clasificación de suelos y, después, se hace la investigación definitiva, con métodos delicados y mucho más costosos, capaces de proporcionar muestras inalteradas. La orientación que se obtenga en la primera etapa, que debe llevarse hasta que se puedan formular perfiles de suelos razonablemente confiables, será fundamental para planear la segunda con un costo de tiempo y dinero óptimos.

La información que se recabe sobre el terreno de cimentación deberá arrojar luz suficiente para estudiar los siguientes problemas principales (Ref. 18):

- 1) Estabilidad del terraplén.
- 2) Asentamiento del terraplén.

En general, será deseable que todo el asentamiento significativo ocurra durante la construcción de la obra, pero esto no suele lograrse sin usar acelerantes del proceso de consolidación, tales como drenes de arena o sobrecargas (en rigor el tiempo de asentamiento no depende de la carga, pero la magnitud

del asentamiento producido al crece con ella, de manera que una sobrecarga producirá en menos tiempo el asentamiento final a que llegaría el terraplén no sobrecargado); si estos métodos son antieconómicos en un caso dado, deberá pensarse en obras de pavimentación provisional, sobreelevaciones, etc., pues el terraplén se hundirá en la etapa de operación de la obra.

La magnitud y la naturaleza del problema que se pueda tener en cada caso quedan fuertemente influidas por algunas características que conviene mencionar a continuación.

1. *Las dimensiones del terraplén.* Su altura y ancho influyen mucho en la solución que haya que adoptarse. Un terraplén alto y estrecho se hunde por desplazamiento mucho más que otro bajo y ancho, por lo cual en los primeros puede ser mucho más efectivo un procedimiento de construcción a base de desplazar el material de cimentación.

2. *Características de la cimentación.* Influyen sobre todo el perfil de resistencia del suelo blando y su espesor.

3. *Materiales de construcción.* Los criterios del ingeniero se ven muy influidos por la disponibilidad y el costo de los materiales con que hará su terraplén. Por ejemplo, si no hay material granular a distancia prudente no podrá pensarse en colocación bajo agua a volteo. La utilización de materiales ligeros, como tezontles o cenizas volcánicas, sólo será posible cuando las distancias de acarreo sean adecuadas, pero, por otro lado, la posibilidad de empleo de tales materiales abre oportunidades de utilizar muchas soluciones que de otra manera estarían vedadas.

4. *El programa de construcción.* Los requerimientos de programa influyen mucho en los métodos de proyecto que puedan intentarse. En este sentido, es importante el momento en que haya de construirse el pavimento definitivo, como también lo es el que haya o no disponibilidad de tiempo para construcción por etapas, uso de sobrecarga, etc.

5. *Localización.* Las condiciones topográficas del lugar, sean naturales o creadas por el hombre como consecuencia de otras obras, también influyen mucho en los métodos que puedan seleccionarse para resolver un problema dado. Por ejemplo, la existencia de población impone severas restricciones al uso de explosivos, o el disponer de un derecho de vía estrecho, al uso de bermas o a la formación de ondas de lodo.

En la tabla III-2 se resume brevemente el conjunto de métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos.

Antes de proceder a una somera descripción de los métodos arriba mencionados, conviene reseñar brevemente las propiedades principales de los suelos de cimentación muy blandos, así como de los métodos más confiables para obtener tal información (Refs. 19 y 20).

Tabla III-2

Métodos para cimentar terraplenes en terrenos muy blandos

I. Remoción por:	
a)	Excavación.
	1. Completa.
	2. Parcial.
b)	Desplazamiento.
	1. Por el peso del terraplén, con o sin sobrecargas.
	2. Con explosivos.
II. Tratamiento del terreno	
a)	Fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.
	1. Construcción anticipada o por etapas.
	2. Uso de materiales ligeros.
	3. Bermas estabilizadoras.
	4. Drenaje interceptor.
b)	Fundamentalmente por requerimientos de asentamiento.
	1. Construcción por etapas.
	2. Sobrecargas.
	3. Compactación con equipos pesados.
c)	Por requerimientos de estabilidad y asentamiento.
	1. Construcción por etapas o con sobrecargas.
	2. Drenes verticales de arena.
	3. Combinación de cualesquiera de los métodos anteriores.

Desde el punto de vista ahora enfocado, las propiedades más importantes de las turbas y los suelos muy blandos son el peso específico, el contenido de agua, la permeabilidad, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad. Por su alto contenido de agua y por la dificultad en la obtención y labrado de los especímenes, en estos suelos deberán cuidarse especialmente todas las manipulaciones de muestreo y prueba, a fin de obtener resultados estadísticamente concordantes.

El contenido de agua de las turbas y arcillas muy compresibles puede variar de 400% a 1500%; se ha reportado algún valor arriba de 2000%. Es común que el metro más superficial del terreno presente contenidos de agua mucho más bajos, aun en las zonas con mayor predominio de turbas. La relación de vacíos suele estimarse a partir del contenido de agua, y el peso específico relativo también puede estimarse, presentando valores tan bajos como 1.5 ó 1.6 para turbas muy puras. Puede tener interés conocer el contenido de aire y gases en las turbas, para lo cual no existe prueba estándar de valor reconocido, por lo que se recurre a estimarlo en pruebas de consolidación. Valores de hasta un 10% no son raros en turbas.

Las turbas reducen fuertemente su permeabilidad al aumentar la carga que actúa sobre ellas; en formaciones vírgenes, el coeficiente de permeabilidad suele estar entre 10^{-2} y 10^{-3} cm/seg, pero puede reducirse a 10^{-9} cm/seg en turbas consolidadas bajo un terraplén de uno o dos metros de altura. En la Fig. III-6 se muestra una correlación entre valores de la relación de vacíos y la permeabilidad de turbas de la Columbia Británica, de las que se trata en la Ref. 19.

La resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse con pruebas de compresión simple o pruebas triaxiales, si bien puede haber dificultades crecientes para el labrado de especímenes cuanto más orgánico sea el suelo, por lo que se recurre frecuentemente a determinar la resistencia con pruebas de veleta y a estimarla aplicando el cálculo en secciones en que haya ocurrido o se intuzca una falla. En la tabla III-3, tomada de la Ref. 20, se presenta una comparación entre la resistencia al esfuerzo cortante obtenida para diversas turbas y su contenido de agua. La mayor parte de las resistencias de la tabla corresponden a medidas con veleta en el lugar. La tabla proporciona también una interesante lista de trabajos sobre el tema, según recopilación de Leo Casagrande.

En la Fig. III-7 (Ref. 20) se presentan resultados medios obtenidos por distintos investigadores en varios lugares, que correlacionan la resistencia al esfuerzo cortante con la profundidad; en ella puede ob-

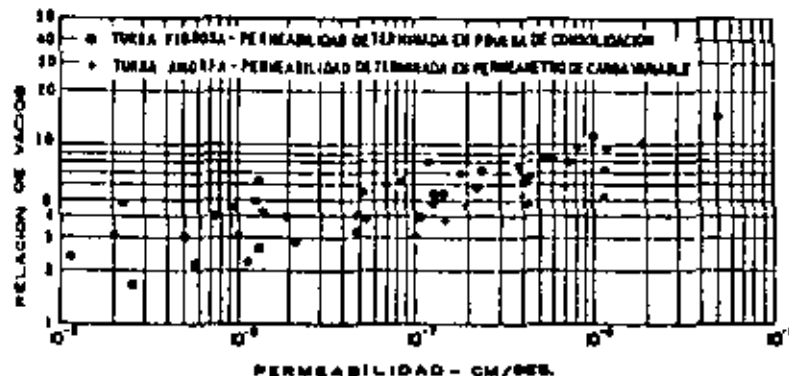


Figura III-6. Relación de vacíos vs. Permeabilidad en turbas (Ref. 19).

Tabla III-3
Resistencia al Esfuerzo Cortante en Turbas

Referencia	Localización de la turba	Resistencia al esfuerzo cortante (T/m^2)	Contenido natural de agua (%)
Andersen y Hempstock (Ref. 21) Casagrande, A. y L. (Ref. 22)	Canadá (Alberta)	0.50-1.25	700-1400
	E.E.U.U. (Mass.)	0.50-1.85	250- 750
		0.55-2.90	400- 600
		1.35	400- 550
		0.35-0.95	250- 580
Dücker (Ref. 23) Fraser (Ref. 24) Hardy y Thomson (Ref. 25) Lea y Browner (Ref. 19) Margason y Fraser (Ref. 26) Moss y Schneller (Ref. 27) Ripley y Leonoll (Ref. 28) Smith (Ref. 29) Tresidder y Fraser (Ref. 30) Ward (Ref. 31)	Alemania (Holstein)	5.00 (1)	110
	Irlanda del Norte	0.10-5.00 (1)	400- 600
	Canadá (N.O.)	1.40-2.80	680-1450
	Canadá (Alberta)	0.50-3.00	470- 760
	Irlanda del Norte	0.55-1.50	No hay dato
	Suiza	1.70	790
	Canadá	0.50-1.50	220-1460
	Inglaterra	1.00-2.25	100-2100
	Escocia	0.35-1.80	No hay dato
	Inglaterra, Gales	0.35-0.35	400-1600
		0.65	800-1000

(1) Valor de la corteza superficial.

servarse el importante efecto de secado propio de los suelos turbosos. La mayoría de los resultados de pruebas de veleta se concentran en la parte media de la figura (parte sombreada) y muestran una preconsolidación substancial por secado aun a las mayores profundidades.

A causa de la permeabilidad relativamente alta de las turbas, la consolidación primaria se produce

en ellas muy rápidamente (Refs. 19, 32, 33, 34, 35, 36, 37 y 38). La consolidación secundaria ocurre sobre todo cuando la primaria terminó y generalmente sigue una ley lineal (recta) cuando se dibuja el asentamiento contra el tiempo (este último en escala logarítmica); la consolidación secundaria puede ser mucho más importante que la primaria y durar muchos años, viéndose afectada por la descomposición de la materia orgánica durante la vida de la obra (Refs. 36, 38 y 39). La predicción del asentamiento en las turbas por los métodos normales de la Mecánica de Suelos es incierta, como consecuencia de lo anterior y aun lo es más la de la evolución de los asentamientos con el tiempo. La teoría de Terzaghi probablemente no sea aplicable a las turbas; las causas más importantes de ello son el drenaje horizontal que ocurre en estos suelos, la anisotropía que presentan en lo relativo a la permeabilidad y el escaso sentido que puede tener determinar en turbas el 100% de consolidación primaria (Ref. 19).

Si el suelo blando es inorgánico, es de esperar que si la homogeneidad de las arcillas es razonable, pueda aplicarse la teoría de Terzaghi para el cálculo del asentamiento y aun para el de su evolución con el tiempo, si bien esta última se determinará con mucha menor precisión.

Por las razones anteriores, sobre todo en turbas, los resultados de cualquier cálculo de asentamiento o evolución de éstos no serán confiables en grado suficiente para servir de base a un proyecto importante; éste es un caso en que puede rendir magníficos frutos la instrumentación de terraplenes de prueba, hechos preferentemente a escala natural (Ref. 40).

Se comentarán ahora brevemente los métodos constructivos que se agruparon en la tabla III-2.

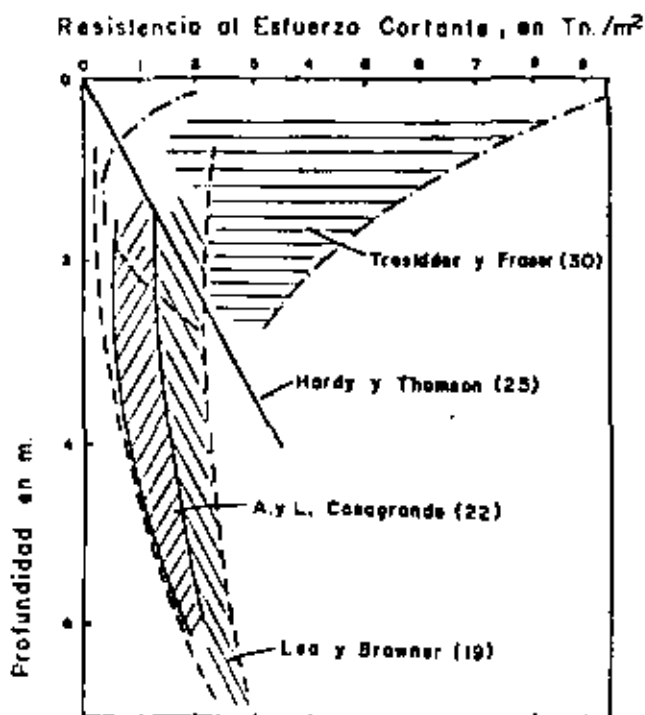


Figura III-7. Resistencia al esfuerzo cortante vs. profundidad, en turbas (Mediciones con veleta en el lugar) (Ref. 20).

A Excavación.

A-1 Completa.

Sólo puede intentarse cuando los espesores de turba o suelo blando son pequeños y cuando se desea que los terraplenes se inmovilicen muy rápidamente; un requisito económico suele ser la posibilidad de tirar sin riesgo el desperdicio inmediatamente al lado de la excavación, de modo que se elimine todo acarreo de dicho desperdicio. La excavación producida suele quedar llena de agua y con taludes muy tendidos; el suelo que la rellene habrá de ser granular.

La excavación completa suele ser más eficiente a medida que el terraplén es más ancho, pues a mayor anchura crece el riesgo de que bajo él queden atrapadas masas de turba o suelo blando, origen de futuros problemas.

La profundidad a que deba considerarse posible la remoción total del terreno de cimentación es variable y depende del proyecto; se ha hecho hasta con 10 m de espesor de suelo.

A-2 Excavación parcial.

Es un procedimiento recomendable si la resistencia del suelo blando crece con la profundidad y la compresibilidad disminuye con la misma. También se usa como ayuda para el empleo de otros métodos constructivos, como el de desplazamiento.

B Desplazamiento.

Cuando el esfuerzo que el terraplén comunica al terreno de cimentación supera la resistencia de éste y

cualquier fuerza restrictiva que pueda haber, ocurrirá un desplazamiento de dicho terreno de cimentación en la dirección de la menor resistencia. La intensidad del desplazamiento depende de la relación entre el espesor del estrato blando y la altura y ancho del terraplén y de la magnitud del desequilibrio señalado. El desplazamiento produce ondas de lodo a los lados del terraplén, que actúan como restricción a posteriores desplazamientos. Generalmente, en terraplenes sobre suelos blandos uniformes, una vez que ha comenzado el hundimiento de la estructura y el desplazamiento del terreno blando, el proceso continuará si se mantiene la misma elevación en la corona del terraplén y si se quitan las ondas de lodo que se forman; esto se debe a que el material de terraplén tiene mayor peso específico que el suelo blando, de manera que se incrementa el peso total superimpuesto a medida que aumenta la carga. Si la altura del terraplén no se aumenta, sino que se mantiene constante, el desplazamiento conducirá a una compensación parcial del peso del terraplén. Si no se remueven las ondas del lodo que se forman a los lados pueden generar la suficiente restricción como para impedir todo ulterior desplazamiento.

El desplazamiento puede verse favorecido por la disminución de resistencia que sufra el suelo blando como consecuencia de su remoldeo.

B-1 Desplazamiento por el peso del terraplén con o sin sobrecargas.

Es posible atenerse al desplazamiento por el peso único del terraplén cuando éste pesa lo suficiente y cuando el material blando que pueda quedar atra-

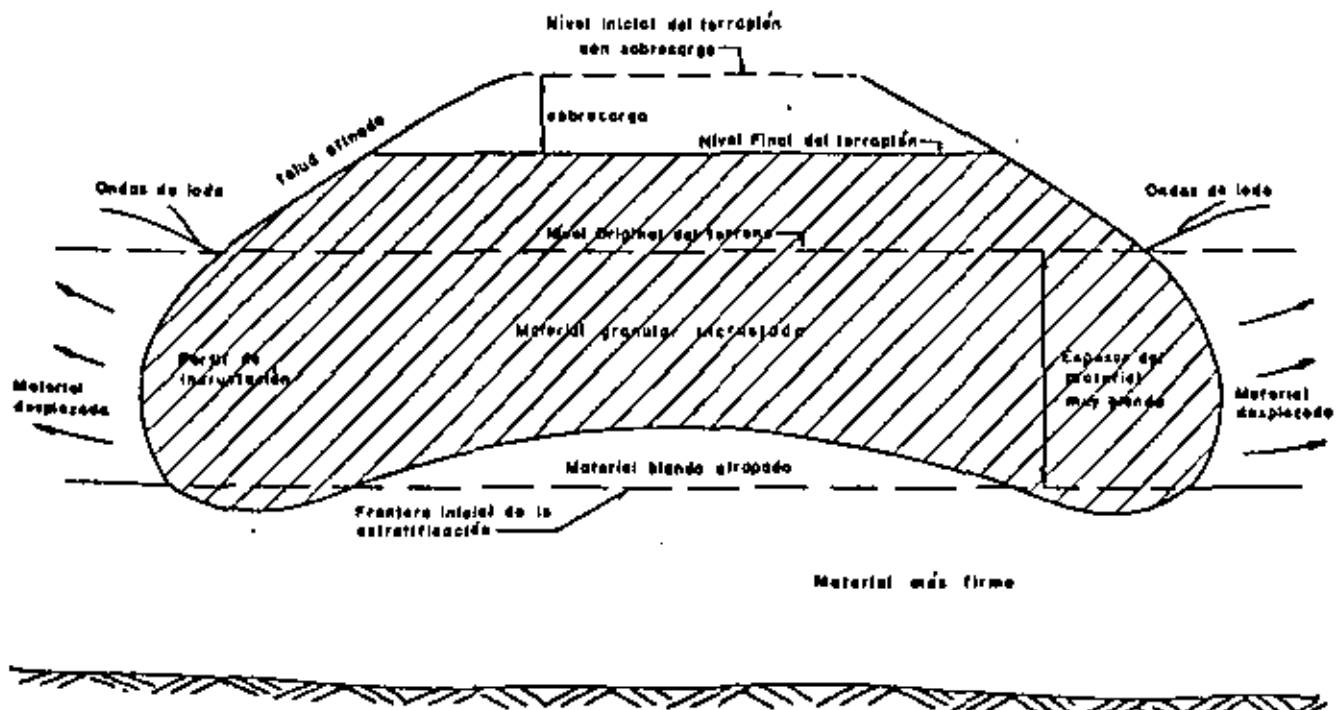


Figura III-8. Colocación de un terraplén por desplazamiento de un suelo blando, con uso de sobrecarga.

pudo sea de tales características y resulte en tales espesores, que los procesos de consolidación posteriores ocurran durante el tiempo de construcción y antes del momento previsto para la pavimentación definitiva. Cuando convenga acelerar el proceso de desplazamiento o aumentar su eficiencia, puede recurrirse a una sobrecarga. En general las sobrecargas tienen dos efectos benéficos, al inducir un mayor desplazamiento y al causar que ocurran antes los asentamientos por consolidación. En la figura III-8 se ilustra la situación final a que llega un terraplén construido por desplazamiento con sobrecarga.

En terraplenes construidos sobre terrenos muy blandos es seguramente una magnífica práctica la colocación de una sobrecarga de tierra sobre el terraplén, con el límite que imponga la resistencia del terreno, pues el provocar una falla violenta de deslizamiento de talud o de capacidad de carga puede tener muy malas consecuencias en estos casos, por el remoldeo que producen en los materiales blandos, que al perder su estructura original disminuyen drásticamente su ya escasa resistencia, de una manera no recuperable.

El efecto de la sobrecarga en los asentamientos puede calcularse por los métodos ya descritos, en todos los casos en que la teoría de Consolidación de Terzaghi sea aplicable.

B-2 Desplazamientos con explosivos.

Se busca incrementar instantáneamente la presión neutral, reduciendo así la resistencia del suelo.

Cada día goza de mayor popularidad este método para arromodar y estabilizar terraplenes sobre terrenos muy blandos y es de esperar que en el futuro se utilice con profusión. La Ref. 20 constituye una fuente fundamental del tema, pues no sólo ofrece una exposición detallada del mismo, sino que ésta se complementa con una muy completa lista de referencias, útiles para la investigación de ulteriores detalles. La exposición que sigue está basada muy especialmente en dicho trabajo.

Los métodos para desplazar suelos muy blandos con explosivos que han sido más utilizados son los siguientes:

1. Barrenación en el frente de avance.
2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.

3. Método de New Hampshire.
4. Método alemán.

B-2.1. Barrenación en el frente de avance.

Consiste el método en alterar y desplazar los depósitos muy blandos con explosiones provocadas en barrenos situados en torno al extremo de avance del terraplén en construcción y a una distancia de 8 a 10 m de éste (Fig. III-9).

Se recomienda hacer explotar una hilera de barrenos cada vez. La carga explosiva en cada perforación debe ser lo suficientemente pequeña como para no dañar al terraplén adjunto; debe determinarse experimentalmente y con frecuencia resulta del orden de $\frac{h}{4}$ en kg, estando h referida a la Fig. III-9.

El método es lento y a veces deja mucho suelo blando atrapado bajo el terraplén. La práctica alemana ha establecido una secuencia operacional para este método que puede considerarse como una variante de su forma tradicional y que considera las siguientes etapas.

1. Se forma una plataforma de trabajo de arena adelante de la punta de avance del terraplén (Fig. III-10). El espesor de esta plataforma puede estar comprendido entre 30 y 60 cm.
2. Sobre esta plataforma se perforan los pozos de barrenación, con 20 ó 30 cm de diámetro, llegando al terreno firme. El espaciamiento de los pozos puede oscilar entre 2 y 5 m, dependiendo del espesor del suelo por desplazar.
3. Las cargas de explosivo se colocan en el fondo de las perforaciones, en cantidad comprendida entre 8 y 40 kg.
4. Se establecen las necesarias conexiones eléctricas para la explosión, protegiendo los alambres convenientemente.
5. Se prolonga entonces el terraplén sobre los pozos de barrenación, hasta alcanzar la altura deseada más la sobrecarga que se desee colocar.
6. Se produce la explosión.

B-2.2. Barrenación bajo el cuerpo del terraplén.

Una vez limpiada la superficie del terreno, se coloca el terraplén y después se perfora éste con ba-

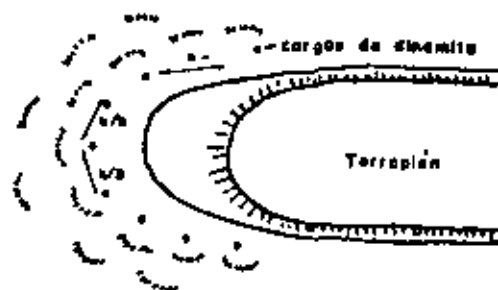
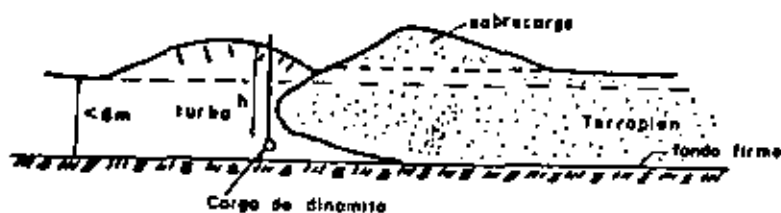


Figura III-9. Desplazamiento de tierras por barrenación en el frente de avance (Ref. 20).

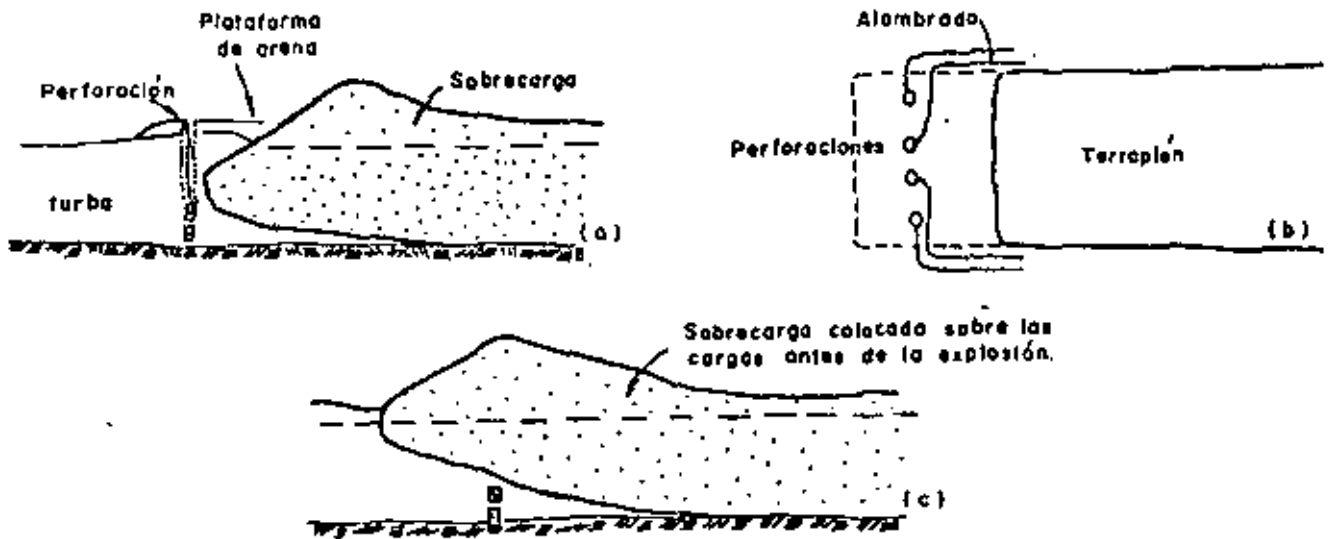


Figura III-10. Método alemán para basteñación en el frente de avance (Ref. 20).

rrenos de 4 a 12 cm de diámetro perforados por cualquier procedimiento apropiado. Para espesores importantes de turba o suelo muy blando por desplazarse se recomienda la explosión por etapas, afectando cada vez 4 ó 5 m de espesor de turba en secciones de terraplén de 30 a 50 m de longitud. Pueden llegar a ponerse unos 25 kg de explosivo por barreno (Refs. 41, 42 y 43).

11-2.5. Método de New Hampshire.

El Departamento de Carreteras de New Hampshire ha desarrollado un método económico para desplazamiento de suelos blandos cuyo espesor oscile entre 3 y 15 m; el método lleva al terraplén construido a descansar sobre los estratos firmes subyacentes. Una

vez limpiado el terreno de su cobertura vegetal se coloca el terraplén, construyendo primeramente sus dos segmentos extremos; generalmente se utiliza para ello sólo sobrecarga, hasta apoyar la sección en estratos firmes. Después se unen los dos extremos, construyendo la totalidad del terraplén vaciando material sobre el suelo blando, de manera que éste queda atrapado bajo aquél (Fig. III-11)

El material blando atrapado bajo el terraplén así construido se desplaza por medio del siguiente procedimiento. Se colocan barrenos a ambos lados del relleno, con separación del orden de 3 m, como se indica en la parte (b) de la Fig. III-11; los barrenos son de 4 ó 5 cm de diámetro y deben contener una cantidad de explosivo en kg del orden de la tercera parte del espesor del material blando en m.

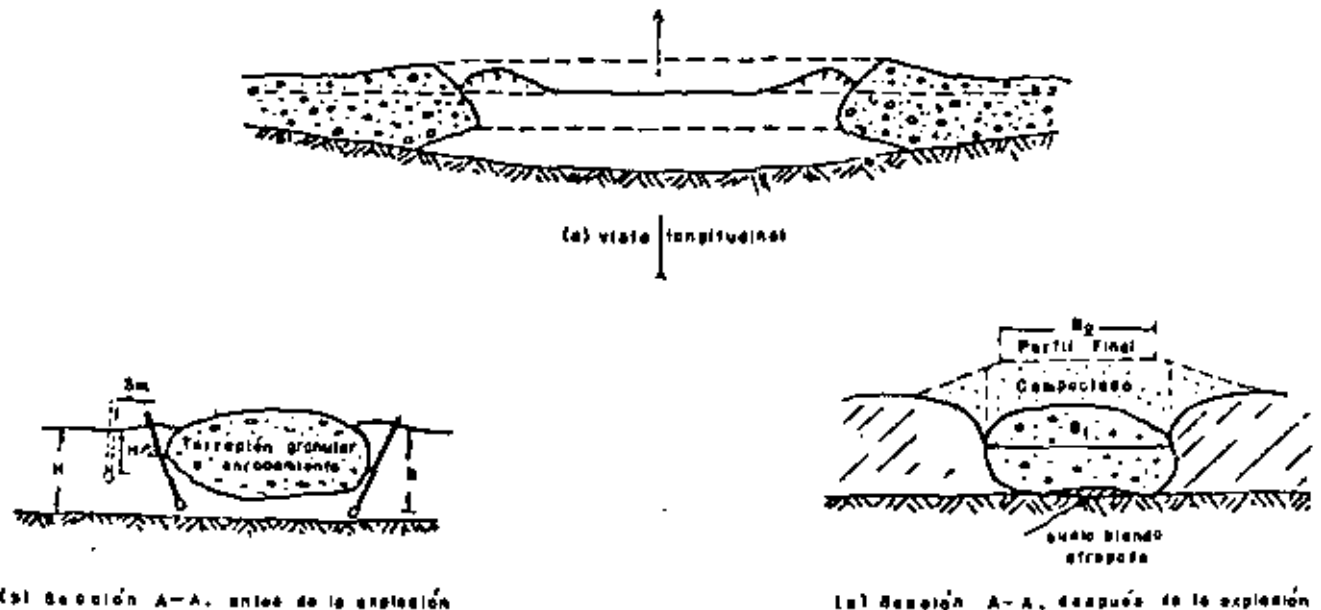


Figura III-11. Método de New Hampshire (Ref. 20).

Si la colocación del terraplén produjo ondas de lodo importantes a sus lados, puede ponerse una segunda hilera de barrenos a unos 3 m de la anterior, como se ve en la Fig. III-11; esta segunda hilera debe hacerse explotar una fracción de segundo después que la primera, pues la experiencia ha probado que se tiene la máxima eficiencia cuando las hileras principales explotan encontrando resistencia a ambos lados. La parte (c) de la Fig. III-11 muestra la posición final a que debe llegar el terraplén.

Se ha visto ventaja en este método cuando el cuerpo del terraplén se construye con material granular muy grueso o incluso con enrocamiento, pues el terraplén se asienta en forma más homogénea que cuando está constituido por materiales más finos, incluyendo arenas, y además, los suelos más gruesos se arquean mejor sobre las pequeñas bolsas de material blando que de cualquier forma pudieran quedar atrapadas.

Naturalmente (Fig. III-11.c) que el material que se utilice para la configuración final del terraplén puede ser cualquiera apropiado y debe colocarse compactado en la forma usual.

B-2.4. El método alemán.

Este método fue desarrollado en conexión con la construcción de la red alemana de autopistas entre los años de 1934 y 1940 (Refs. 44, 45, 46 y 47). Limpia la cobertura vegetal, se construye el terraplén sobre el suelo blando en toda su longitud, como se muestra en la Fig. III-12. A continuación se coloca bajo el terraplén una gran cantidad de cargas, las cuales se hacen explotar simultáneamente en toda la longitud y ancho del mismo. Esta importante explosión es muy efectiva para destruir la resistencia del suelo blando, de modo que el terraplén se asienta fácilmente hasta la posición final mostrada en la Fig. III-12.c.

Los explosivos pueden disponerse en 4 o más hileras bajo el terraplén y en cada barreno puede ha-

ber hasta 100 kg de explosivo en grandes espesores de suelo blando o 25 kg en espesores pequeños.

Independientemente del método que se utilice para incrustar el terraplén en el terreno blando, surge la cuestión de cuál deba ser el ancho del relleno que se coloque para evitar deformaciones posteriores del terraplén, que se traducirían en asentamientos y agrietamientos, sobre todo en sus bordes. En la Ref. 20 L. Casagrande proporciona reglas semiempíricas para establecer tal ancho, que se comentan con referencia a las figuras III-13 y III-14.

Cuando el terraplén se esté incrustando sin la ayuda de una sobrecarga temporal de suelo, el método para determinar el ancho de la excavación por producir se describe en la Fig. III-13.

A partir de A, sobre el hombro del terraplén, dibújese una línea con un talud 1.25:1 hasta su intersección en el punto C_0 con el estrato duro, bajo el suelo blando que se desea desplazar. La vertical $C_0 D_0$ fija el ancho de la excavación en el suelo blando. El talud del terraplén definitivo se ha dibujado en la Fig. III-13 con la inclinación 2:1 y su cero (B) coincide aproximadamente con el punto D_0 , pero queda ligeramente fuera de la zona de relleno, de manera que no hay peligro de que se deforme substancialmente el pie del talud. Sin embargo, si la relación h/d es muy grande, que es el caso ilustrado en la Fig. III-14, la misma construcción anterior conduce a un punto B muy alejado y a la derecha de D_0 , con lo que una parte importante del terraplén final quedaría sobre suelo muy blando, sometida a deformaciones. Esta situación puede resolverse ampliando el ancho de la excavación, de modo que D_0 coincida aproximadamente con B, construyendo una berma como ilustra la figura o dando al terraplén un talud más parado, hasta que B quede cerca de D_0 , obtenido según la construcción.

Cuando el terraplén se incruste con ayuda de una sobrecarga temporal de suelo, el método propuesto por L. Casagrande para determinar el ancho de la zona excavada y rellenada se determina con la regla

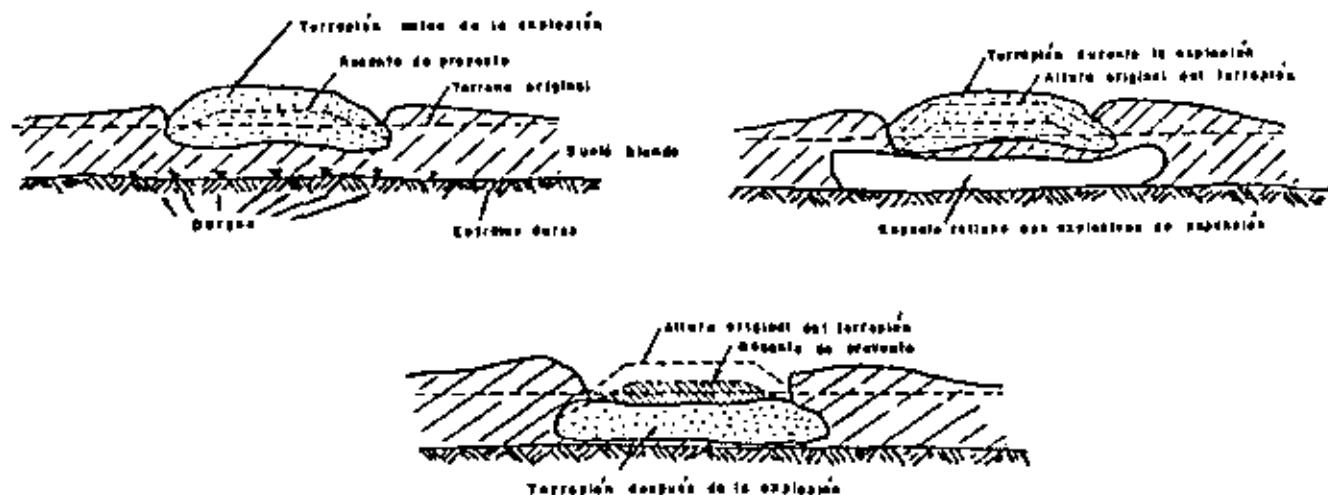


Figura III-12. Método alemán (Ref. 20).

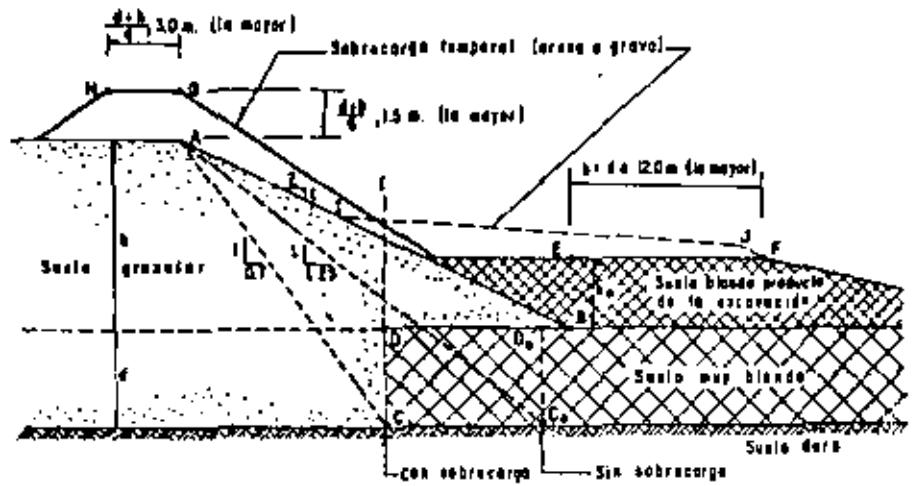


Figura III-13. Determinación del ancho mínimo de relleno para h/d , pequeña (Ref. 20).

siguiente, también en relación con las Figs. III-13 y III-14.

A partir del punto A, se traza ahora una línea con talud 0.7:1, determinándose así el punto C sobre el suelo duro. La vertical CD define el ancho de la excavación en suelo blando. Ahora pueden hacerse reflexiones similares a las anteriores en relación con la posición relativa de los puntos B y D, siempre con el criterio de que no quede apoyada sobre suelo blando una parte substancial de terraplén.

Cuando la relación h/d es muy chica, el procedimiento anterior puede conducir a un ancho de excavación que exceda, en mucho, el área cubierta por el terraplén. En tal caso será la posición del punto B la que determine el ancho, si bien para espesores de suelo blando muy grandes seguramente convendrá emplear bermas estabilizadoras a ambos lados del terraplén; estas bermas pueden construirse de cualquier material, pues su única función es ejercer un peso.

C. Tratamiento del terreno natural, fundamentalmente por requerimientos de estabilidad.

La remoción del terreno de cimentación por excavación o desplazamiento, que implica la sustitu-

ción de terreno malo por otro de mejor calidad, conduce muchas veces a movimientos de tierra excesivos, procedimientos de construcción imprácticos y costos altos. La adopción de un criterio simplista, por el cual los métodos de sustitución se empleen en forma sistemática, impedirá, además, discriminar correctamente aquellos casos en que el terreno de cimentación es realmente de los que no conviene usar. En muchas ocasiones tratamientos sencillos del terreno natural permitirán utilizar suelos que con un criterio más rigorista serían desechados a gran costo.

Cuando se piense en tratamientos para mejorar las condiciones del terreno natural es preciso pensar siempre tanto en resistencia como en asentamiento. En ocasiones el mejoramiento de las condiciones de estabilidad puede lograrse simplemente por el empleo de bermas calculadas como se indica en el capítulo correspondiente a estabilidad de taludes. En otras ocasiones, un abatimiento de rasante que disminuya la altura de los terraplenes puede resolver problemas que de otra manera resultarían muy difíciles. De la misma manera, puede manejarse la pendiente, dando la mínima del tramo en la zona en que se espere el asentamiento máximo, para que al presentarse dicho asentamiento el efecto diferencial sea mínimo.

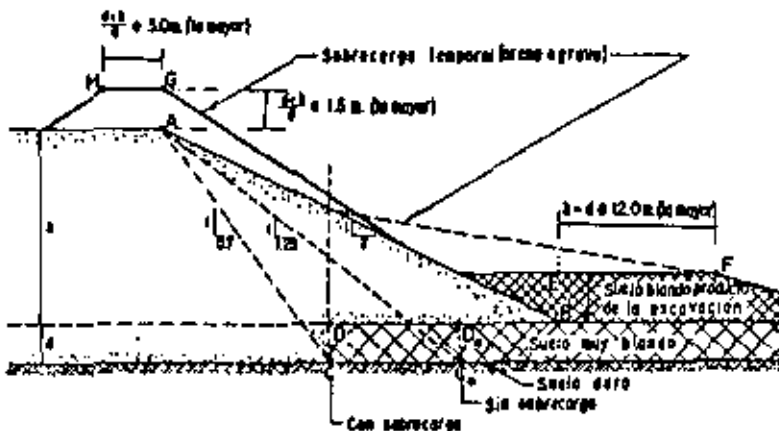


Figura III-14. Determinación del ancho mínimo de relleno para h/d , grande (Ref. 20).

La elección de la construcción anticipada son obvias y no se considera preciso insistir sobre ellas; la condición es su compatibilidad con el calendario de las obras. También se ha mencionado ya la ventaja que puede tenerse en la construcción por etapas y en el uso de materiales ligeros en el terraplén, subordinado naturalmente a su disponibilidad.

En ocasiones puede mejorarse mucho la situación de un terreno de cimentación utilizando drenaje interceptor lateral arriba de los terraplenes. En este sentido las trincheras y zanjas de subdrenaje, los drenes de penetración transversal e, inclusive, los pozos de drenaje por bombeo constituyen los recursos más empleados. El agua en el subsuelo, al fluir a sus través desarrolla fuerzas de filtración y presiones que hacen disminuir la resistencia al esfuerzo cortante. En donde tales condiciones existen, se hace indispensable una exploración cuidadosa, determinando las condiciones del agua del subsuelo y sus movimientos.

D Tratamiento del terreno natural, fundamentalmente por requerimiento de asentamiento.

La elección de un criterio de trabajo para reducir los efectos de los asentamientos depende del monto y la velocidad de los mismos, de la uniformidad y continuidad del terraplén y el terreno de cimentación, de la existencia de singularidades, tales como terraplenes de acceso a puentes y pasos a desnivel y, finalmente, de las características de la vía terrestre y del nivel de exigencia que al respecto se tenga.

Siempre debe tenerse en cuenta que asentamientos uniformes, aun cuando sean relativamente grandes, no perjudican seriamente al terraplén en la mayoría de los casos. La construcción por etapas constituye un magnífico recurso en casos en que se presenten problemas serios de asentamiento diferencial y en donde no sea posible manejar sobrecargas económicamente; en lo referente a asentamiento, la construcción por etapas suele consistir en posponer la pavimentación definitiva hasta que la vía terrestre haya alcanzado su equilibrio final.

Cuando el terreno de cimentación es suficientemente resistente, puede dar muy buen resultado, desde el punto de vista de asentamientos, el uso de sobrecargas, en forma de altura de tierra adicional a la altura normal del terraplén. El peso de sobrecarga requerido depende de la relación tiempo-asentamiento y del espesor del estrato compresible, de la altura del terraplén y del tiempo disponible, de acuerdo con el programa de construcción. La sobrecarga aumenta el asentamiento que se produce por unidad de tiempo y puede quitarse después de que se produzca el asentamiento que corresponde a la altura final del terraplén.

Cuando sea muy grande el espesor de suelo compresible o muy alto el terraplén por construir, puede suceder que una sobrecarga cuyo efecto sea significativo necesite mover cantidades de tierra tan grandes que resulte antieconómica; el material empleado en la sobrecarga requiere de doble pago por manejo,

a no ser que pueda aprovecharse en otras secciones de la vía, en cuyo caso podrá haber una parcial recuperación de su costo, o que la sobrecarga se maneje como una sobre-elevación, impuesta de tal manera que, tras producirse el asentamiento, quede la altura requerida en el terraplén.

En ocasiones, cuando el espesor del terreno blando es muy pequeño, puede recurrirse a compactarlo con el empleo de equipos muy pesados, a fin de eliminar los asentamientos posteriores bajo el peso del terraplén; este método podrá usarse también si el terreno de cimentación tiene espesores chicos de arena suelta. El método es poco efectivo en arcillas muy blandas o en turbas, y lo será más a medida que el terreno natural posea más partículas del tamaño de la arena o de la grava.

Generalmente, un terraplén que ha de apoyarse en suelos blandos o en turbas presenta condiciones críticas tanto en lo referente a estabilidad como a asentamientos; como ya se ha dicho, ambas condiciones han de ser analizadas y pudiera ser que la norma idónea bajo un punto de vista, no lo fuera tanto o resultase mal, bajo el otro, por lo que el caso ha de ser juzgado con un criterio general, que contemple el conjunto de factores que intervienen simultáneamente, si bien destacando, en el momento de decidir soluciones, aquellos factores que influyan preponderantemente.

La tecnología de los drenes de arena ha sido mencionada en páginas anteriores, por lo que no se insistirá aquí sobre ella.

Como conclusión para definir convenientemente la construcción de terraplenes sobre suelos muy blandos o turbas, conviene realizar algunas reflexiones adicionales.

En primer lugar, hay que destacar la necesidad de detectar estos problemas desde las etapas iniciales del proyecto. Un cambio de línea puede ser la solución más limpia del caso, y en otros lugares podrán aplicarse soluciones económicas a condición de que se disponga del tiempo suficiente para que desarrollen sus efectos.

Los diversos métodos brevemente tratados en lo que antecede no son de aplicación general; en cada caso habrá que analizar algunos de ellos (o todos) para elegir el más económico y conveniente. A veces, la solución idónea resultará de la combinación de varios métodos.

No existe un criterio rigidamente establecido para fijar el factor de seguridad con que debe aplicarse cada método de los mencionados y este es un asunto que se debe definir en cada caso particular. Los problemas más serios de construcción sobre suelos blandos no suelen permitir factores muy altos, por razones de costo; por otra parte, ha de tenerse en cuenta que una falla en un tramo de terraplén edificado sobre material muy blando o turba puede tener muy serias repercusiones, pues con el remoldeo interno que acompaña al colapso muchos de estos materiales sufren tal pérdida de propiedades mecánicas (ya se-

guramente con valores deficientes desde un principio) que se hace muy difícil o casi imposible su empleo posterior. El estudio de laboratorio sobre degradación estructural por remodelo, por cierto no fácil, es entonces indispensable para definir un criterio de margen de seguridad en las soluciones que se vayan a emplear.

Finalmente, ha de insistirse en la necesidad de establecer claramente en cada caso lo procedente que resulte el empleo de alguno o algunos de los métodos anteriores, cuando ello implica un costo elevado. Los autores de este trabajo tienen la impresión de que los ingenieros de vías terrestres han exagerado en el pasado la importancia de estos problemas, y que en algunos casos ciertos proyectos costosos y complicados hubieran podido realizarse con mucha mayor sencillez y economía, simplemente construyendo los terraplenes sobre terrenos muy blandos con alguno de los métodos convencionales, ejecutado con la limpieza necesaria para no producir fallas y remodelos. Es fundamental tener presente que el asentamiento total no es necesariamente muy dañino, si logra paliarse lo suficiente el diferencial, de manera que la sobreelevación inicial del terraplén en la magnitud necesaria, pueda evitar la aplicación de cualquier otro método más costoso. La construcción del camino directo México-Puebla en su cruce por la zona lacustre del exLago de Chalco (10 km aproximadamente), llevada a cabo por el método de avance en punta de flecha, con desplazamiento parcial del terreno natural, constituye un buen ejemplo en apoyo del criterio anterior. Una pavimentación provisional, seguida de nivelación y pavimentación definitiva cuando la vía se establezca finalmente, es un magnífico complemento de los procedimientos constructivos usuales cuando se aplican a los problemas aquí tratados. X

mente existen dos circunstancias geológicas desfavorables en las laderas de pendiente más o menos pronunciada. En primer lugar, la frontera entre la zona más intemperizada y los materiales más sanos tiende a seguir la pendiente de la ladera, lo que produce una tendencia al deslizamiento a lo largo de dicha frontera. En segundo lugar, la presencia del terraplén modifica los movimientos naturales de las aguas superficiales y profundas; la acumulación del agua en la base del terraplén aumenta el peso volumétrico de su material y disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, incrementando así el peligro de deslizamiento. Aun cuando el agua no se manifieste en su superficie, humedece las superficies críticas de posible deslizamiento abajo y aguas arriba del terraplén.

De esta manera, el control del agua de infiltración debe recibir una atención especial cuando se construyan terraplenes en laderas inclinadas, atendiendo además al hecho de que el régimen de agua interna varía mucho de una a otra época del año, de modo que es posible que no se manifieste ningún signo de flujo interno en el momento de realizar los estudios correspondientes.

Usualmente no es fácil o posible evitar las laderas en pendiente en la localización de caminos y ferrocarriles, por lo que en general los problemas que se planteen han de afrontarse y resolverse allí donde se presenten. Además de las precauciones de drenaje y subdrenaje, que se detallarán en el capítulo correspondiente, el uso de escalones de liga, tales como los que aparecen esquemáticamente representados en la Fig. III-15, se ha revelado como una práctica muy conveniente y generalmente indispensable en laderas cuyo talud exceda 4:1.

Las dimensiones de los escalones de liga deben establecerse para cada caso particular, pero el ancho (huella) debe ser suficiente para permitir la operación del equipo de construcción, lo que suele requerir por lo menos 2.50 m. Los escalones de liga logran la transmisión de las cargas del terraplén a planos horizontales; para complementar su efecto benéfico

