

**DIRECTORIO DE PROFESORES DEL
V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
MODULO III, LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y
CONSTRUCCION DE OBRAS SUPERFICIALES
DEL 19 AL 23 DE OCTUBRE DE 1992.**

ING. MARTIN RAMIREZ REYNAGA
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA DEL CONSULTIVO TECNICO
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA
INSURGENTES SUR 1443-5o. PISO, C.P. 03920
TEL. 598 41 04, 611 83 80 (FAX) 611 84 46, 611 85 17

ING. ISMAEL SANCHEZ MORA (COORDINADOR)
SUBDIRECTOR DE DOCUMENTACION Y PROYECTOTECA
D.G.F.S.T.C./S.C.T. AV. COYOACAN 1895, COL. ACACIAS, DELEG.
BENITO JUAREZ, C.P. 03240, TEL. 524 57 98, 524 92 65

ING. MANUEL ZARATE AQUINO
GERENTE DE GEOTECNIA
GEOSOL, S.A. DE C.V.
ANT. TAXQUEÑA 174, COL. COYOACAN, DELEG. COYOACAN, C.P. 04030
TEL. 678 10 05

DR. RAUL FLORES BERRONES
DIRECTOR DE PROYECTOS
COORDINADOR DE DESARROLLO PROFESIONAL DEL
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA
COMISION NACIONAL DEL AGUA
CDA. DE SANCHEZ AZCONA No. 1723-7o PISO, COL. DEL VALLE
TEL. (9173) 19 43 61

ING. RAUL V. OROZCO SANTOYO
DIRECTOR GENERAL
RAUL VICENTE OROZCO
HACIENDA CHAPULTEPEC No. 5, COL. PRADO COAPA,
TEL 671 42 84, 671 95 40, 676 55 55 y 675 07 16

ING. JESUS M. MARTINEZ VERA
JEFE DE PROYECTO
ICA INGENIERIA
CALZADA LEGARIA 252, COL. PENSIL
TEL. 399 69 22 EXT. 6077

ING. MANUEL MENDOZA LOPEZ
INVESTIGADOR TITULAR A
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F.
TEL. 548 99 57

ING. SERGIO RUELAS MONCAYO

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

THE UNIVERSITY OF CHICAGO PRESS

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
MODULO III.

LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS SUPERFICIALES.

Del 19 al 23 de octubre de 1992.

Lunes 19 de octubre	17:00 a 18:00	· Introducción	Ing. Martín Ramírez Reynaga
	18:00 a 20:00	· Estudios Geotécnicos para Acueductos	
	20:00 a 21:00	· Consideraciones Sismicas en Acueductos	Dr. Raúl Flores Berrones
Martes 20 de octubre	17:00 a 20:00	· Canales y Control de Calidad en obras superficiales	Ing. Raúl V. Orozco Santoyo
	20:00 a 21:00	· Estabilidad de taludes	M. en I. Gabriel Moreno Pecero
Miercoles 21 de octubre	17:00 a 20:00	- Carreteras, ferrocarriles y Aeropistas.	Ing. Luis M. Aguirre Menchaca Ing. Manuel Zárate Aquino
Jueves 22 de octubre	17:00 a 20:00	.. Proplemas típicos en obras de transporte urbano	Ing. Sergio Ruelas Moncayo Ing. Jesús M. Martínez Vera
Viernes 23 de octubre	17:00 a 20:00	- Compactación en terraplenes y predraplenes	Ing. Manuel Mendoza López
Sábado 24 de octubre	9:00 a 14:00	· Visita a la línea 8 del Metro de la Ciudad de México	Ing. Manuel Mendoza López

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO:

FECHA:

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION)	PUNTUALIDAD	
CONFERENCISTA						
	ING: MARTIN RAMIREZ REYNAGA					
	DR: RAUL FLORES BERRONES					
	ING: RAUL V. OROZCO SANTOYO					
	M.EN I. GABRIEL MORENO PECERO					
	ING: LUIS M. AGUIRRE MENCHACA					
	ING: MANUEL ZARATE AQUINO					
	ING: SERGIO RUELAS MONCAYO					
	ING: JESUS M. MARTINEZ VERA					
	ING: MANUEL MENDOZA LOPEZ					
	ING: MANUEL MENDOZA LOPEZ					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

1.- ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

2.- Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DE VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELERIA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
		GACETA UNAM
		<input type="text"/>

3.- Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

4.- ¿Qué cambios haría en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5.- ¿Recomendaría el curso a otras personas? SI NO

6.- ¿Qué periódico lee con mayor frecuencia?

7.- ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

8.- La coordinación académica fué:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

9.- Si está interesado en tomar algún curso INTENSIVO ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 a 13 H. Y DE 14 a 18 H. (CON COMIDA)	LUNES A VIERNES DE 17 a 21 H.	LUNES A MIERCOLES Y VIERNES DE 18 a 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
VIERNES DE 17 a 21 H. SABADOS DE 9 a 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 a 13 H. DE 14 a 18 H.	OTRO	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

10.- ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviere la División de Educación Continua, para los asistentes?

11.- Otras sugerencias:



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

DECFI - UNAM MEXICO, D.F. OCTUBRE, 1992

MODULO: III

MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS SUPERFICIALES

TEMA: GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS

M.I. Martín Ramírez Reynaga
Esp. en Geotecnia,
Consultivo Técnico
I M T A.

GEOTECNIA APLICADA A LOS ACUEDUCTOS

I N D I C E

- 1 INTRODUCCION
- 2 ANTECEDENTES
- 3 GEOTECNIA DE ACUEDUCTOS
 - 3.1 Exploración y muestreo
 - 3.2 Ensayes de laboratorio y pruebas de campo
 - 3.3 Cimentación de estructuras
 - 3.4 Respuesta sísmica de acueductos
 - 3.5 Potencial de corrosión del suelo
 - 3.6 Cruces del acueducto con otras estructuras o accidentes del terreno.
 - 3.7 Localización de bancos de material

FIGURAS

- ANEXO A.- CONCEPCION DE UN ACUEDUCTO
Caso: Acueducto El Cuchillo - Monterrey, N. L.
- ANEXO B.- FENOMENOS DE UN TRANSITORIO HIDRAULICO
Caso: Acueducto Cutzamala - México, D. F.
- ANEXO C.- ASPECTOS SISMICOS
- ANEXO D.- METODO SIMPLIFICADO PARA EL DISEÑO DE CIMENTACION DE MAQUINARIA

1 INTRODUCCION

Se comentan brevemente aspectos generales del diseño de acueductos, en particular algunos criterios geotécnicos, que son comunes en la práctica. Para desarrollar el curso e ilustrar aplicaciones, se presentarán algunos casos en que el suscrito ha aplicado la geotecnia para resolver algunos problemas en los grandes acueductos de México.

2 ANTECEDENTES

El proyecto ejecutivo de un acueducto está regido por la concepción hidráulica y por factores socio-económicos del mismo; son éstos quienes principalmente definen la ubicación, tipo y cantidad de estructuras que lo conforman (por ejemplo ver anexo A).

El proceso de diseño consiste en dos pasos; el primero, es un estudio de gran visión en el que se estudian alternativas de solución a la demanda de agua en función de factores socio-económicos y de diversas fuentes de abastecimiento; el segundo paso consiste en realizar el proyecto ejecutivo por la alternativa seleccionada.

Un acueducto es una obra hidráulica cuyo objeto es la conducción de agua de un lugar a otro, sus componentes principales son: obra de toma, conducción y obra de entrega. El tipo, número y características de cada uno de los componentes depende principalmente de la topografía del terreno y del régimen y concepción hidráulica de la estructura conductora del agua, esto es, la conducción puede ser a presión, por gravedad y/o una combinación de ambas. En las figuras 1, 2 y 3 se presentan algunos ejemplos de acueductos.

La obra de toma es una estructura que capta y regula el volumen de agua por conducir, generalmente será una estructura de cambio de régimen que se adapta al tipo de fuente de abastecimiento de agua, la que puede ser un acuífero, un río, un lago, un manantial o el embalse de una presa.

La conducción, si es abierta, es un canal con sus respectivas estructuras de control; si es cerrada, estará compuesta por tubería, atraques, plantas de bombeo y las siguientes estructuras de protección y control durante los transitorios hidráulicos; tanques unidireccionales, torres de oscilación, tanques de regulación, quiebracargas y tanques de sumergencia.

La cantidad, ubicación y tipo de estructuras está condicionada por la necesidad de protección contra los transitorios hidráulicos (sobrepresiones y subpresiones), producto de los paros y arranques propios de la operación y mantenimiento del acueducto.

La obra de entrega también es una estructura adaptada al régimen hidráulico de la conducción. Si el acueducto conduce agua para consumo humano, la obra de entrega consiste en una planta potabilizadora con su respectivo tanque de regulación, si el acueducto conduce aguas negras, la obra de toma será una planta de tratamiento de aguas negras.

Simultáneamente al diseño del acueducto, se diseñan obras complementarias, cuya función es dar protección y mantenimiento al acueducto, entre ellas se encuentran: caminos de operación, obras de protección y drenaje, subestaciones, plantas de tratamiento y enfriamiento de agua para motores, edificios para almacén, taller y oficina y en algunos casos, instalaciones de protección anticorrosiva de tuberías y estructuras enterradas.

Es importante conocer la naturaleza y función de cada una de las estructuras que componen el acueducto y sus obras complementarias; mucho de esto dependen los criterios de diseño con que serán proyectadas y construidas. (En el anexo B se analiza el funcionamiento hidráulico del acueducto Cutzamala - Ciudad de México)

Generalmente el funcionamiento hidráulico y sanitario regirá el diseño, lo que hará que los otros, por ejemplo el estructural, el de geotecnia y el electromecánico, se ajusten a los primeros.

Puede decirse que la concepción de un acueducto es integral e interdisciplinaria y la consecución del mismo requiere diferentes etapas de diseño y la participación de diversas ramas de la ingeniería civil y electromecánica, además de las de naturaleza socio-económica y política inherentes al mismo.

Las etapas de diseño de un acueducto puede resumirse como sigue:

Anteproyecto

Se encarga de identificar y estudiar las fuentes de abastecimiento y las alternativas de conducción e intervienen estudios de geohidrología y anteproyectos de hidráulica, geotecnia y electromecánica.

Proyecto ejecutivo

Define la alternativa más conveniente para su construcción, intervienen proyectos hidráulicos, electromecánicos, geotécnicos, estructurales, de ingeniería sísmica, sanitaria y arquitectura.

3 GEOTECNIA DE ACUEDUCTOS

La geotecnia interviene en las diferentes etapas de diseño y construcción y el detalle y precisión de los estudios depende principalmente de la etapa de diseño y del tipo de problemas que se tienen que resolver.

Entre los problemas geotécnicos más comunes que se tienen que resolver son:

a) Tipo de cimentación

Para la definición y recomendación del tipo de cimentación de las diferentes estructuras, se necesita conocer la ubicación, tipo, funcionamiento, estructuración y las descargas al terreno de cimentación de cada una de ellas.

b) Estabilidad de taludes

Se necesita garantizar durante la construcción y a largo plazo la estabilidad de cortes, taludes y terraplenes que se necesitan en excavaciones que alojan estructuras y en los caminos de construcción, operación y mantenimiento del acueducto.

c) Empuje de tierras en estructuras enterradas

Por ejemplo, cárcamos de bombeo y tanques enterrados entre otras.

d) Problemas constructivos

Derivados de la construcción, de los ajustes propios del proyecto o de las irregularidades naturales de los depósitos de suelo y roca, se necesitará revisiones correctivas al proyecto; por ejemplo, sistemas de soporte en excavaciones profundas, excavaciones bajo agua, etc.

e) Respuesta sísmica o al viento

En zonas de alto riesgo sísmico, diseñar la respuesta sísmica del acueducto y prever medidas preventivas de protección y emergencia. En caso de zonas expuestas a los ciclones, diseñar la respuesta eólica de estructuras altas y esbeltas como a las torres de oscilación, típicas en el diseño hidráulico de los acueductos.

f) cruces

Adaptar la línea de conducción a los cruces obligados con otras estructuras, por ejemplo, con cauces, líneas de ferrocarril, carreteras, oleoductos o gasoductos, cableados u otras tuberías de agua potable o alcantarillado.

g) Localizar y cuantificar bancos de material

h) Corrosión de tuberías

Evaluación del potencial de corrosión del suelo y medidas de protección anticorrosiva en tuberías y estructuras.

i) Problemas de flujo de agua en suelos y rocas

A continuación se comentan algunos aspectos importantes de la geotecnia aplicada a los acueductos.

3.1 Exploración y muestreo

De antemano puede preverse, que debido al desarrollo longitudinal de la línea de conducción, se encontrará una gran variedad de formaciones y depósitos de roca y suelo, lo que plantea una diversidad de problemas geotécnicos por resolver.

De lo anterior, la exploración geotécnica deberá programarse, tomando en cuenta la posibilidad de encontrar diferentes formaciones de suelo y roca para obtener información suficiente y adecuada que permita resolver cada uno de los diferentes problemas que van a presentarse. Generalmente, tendrá que hecharse mano de todas las herramientas y técnicas de exploración existentes.

El proceso de exploración se inicia desde una visión general del sitio de proyecto, mediante un reconocimiento preliminar, fotografías aéreas, cartas geológicas, estudios geofísicos e imágenes de satélite, lo que dará como conocimiento el origen y las características de los depósitos de suelo y roca.

La exploración detallada es el resultado de la visión general del sitio del proyecto y se hace, generalmente, a base de pozos a cielo abierto a lo largo del trazo de la línea de conducción, sondeos profundos, técnicas geofísicas de exploración y geología de detalle en los sitios donde se ubican las estructuras importantes del acueducto.

3.2 Ensayes de laboratorio y pruebas de campo

Son actividades para obtener los parámetros y las propiedades físicas y químicas de suelos y rocas. El tipo de ensaye de laboratorio o prueba depende de los niveles de esfuerzo que las estructuras inducen al terreno de cimentación, de las deformaciones tolerables para cada una de ellas y del tipo de las acciones a las que la estructura y el terreno de cimentación estarán sujetos (estáticas, dinámicas, a corto o largo plazo).

En general se necesita determinar las propiedades índice de suelos y rocas, en particular, parámetros de resistencia al corte, módulos de deformación y compresibilidad y propiedades dinámicas y parámetros de agresividad del suelo.

3.3 Cimentación de estructuras

Generalmente las estructuras componentes de un acueducto tienen descargas someras, cuya cimentación puede resolverse con cualquier sistema de cimentación superficial; por ejemplo, zapatas aisladas, zapatas corridas o losas de cimentación. Excepto cuando las condiciones del terreno son malas, podrá optarse por cimentaciones profundas.

Para el caso de cimentaciones de maquinaria, deberá diseñarse además de los criterios estáticos, también para los criterios dinámicos, es decir que las deformaciones impuestas (vibraciones) por las fuerzas dinámicas, no causen daño a estructuras adyacentes a la propia máquina, ni sean molestas a las personas. Será necesario conocer y obtener los datos del tipo de máquina por cimentar, generalmente serán motores, bombas y compresores.

Es importante destacar la importancia que tiene el conocimiento de los diferentes sistemas de estructuración, ya que de ello dependen los asentamientos tolerables para cada una de las estructuras y por consiguiente, las recomendaciones de cimentación de las mismas.

3.4 Respuesta sísmica de acueductos

Con el estado actual del conocimiento, la experiencia acumulada y la tecnología desarrollada, es posible implementar medidas y líneas de acción para evitar desastres o disminuir daños en acueductos por solicitaciones sísmicas. Al respecto, pueden identificarse dos tipos de acciones: una, que corresponde al propio diseño del acueducto, que incluye un estudio de riesgo sísmico de la obra en función de varios factores, entre los que se encuentran, la filosofía del diseño, la sismicidad de la zona, la respuesta dinámica del acueducto, los puntos o zonas críticas del mismo (Fig. 4) y las características de ductibilidad y/o flexibilidad de la tubería con el que se construye el acueducto.

Otra línea de acción corresponde a las medidas preventivas que siempre deben tomarse en cuenta, ya que es prácticamente imposible que la conducción absorba las deformaciones impuestas por los sismos. No obstante lo anterior, el estudio de la etapa de diseño permite implementar medidas suficientes que disminuyen o restan importancia a los daños que se provocan en un acueducto por un sismo.

Se concluye que el proyecto ejecutivo de un acueducto en zona sísmica debe incluir planes rigurosos de mantenimiento y de medidas de emergencia en zonas críticas de la conducción.

3.5 Potencial de corrosión del suelo

El potencial de corrosión del suelo es un fenómeno de naturaleza electroquímica y su mecanismo de acción es el mismo que el de una pila eléctrica; esto es, el suelo funciona como un electrolito (medio capaz de conducir electricidad).

Para entender la función del suelo en el fenómeno de corrosión a continuación se describen los dos tipos de corrosión que existen:

Corrosión galvánica

Es un fenómeno idéntico al de una batería eléctrica, en la cual la corriente eléctrica se genera por la inmersión en una solución química de dos metales diferentes (electrodos) conectados externamente mediante un conductor (figura 5a).

El proceso de corrosión toma lugar en la superficie del electrodo donde se generan los electrones (ánodo), la solución conductora (agua, suelo u otra solución química) se llama electrolito y el electrodo hacia donde fluyen los electrones se llama cátodo. Estos cuatro elementos ánodo, cátodo, electrolito y conductor, deben existir siempre para que la corrosión ocurra. Otra manera de generar corriente eléctrica es mediante la inmersión de un metal en un electrolito no uniforme (figura 5-b).

Corrosión electrolítica

Es similar a la galvánica, con la diferencia de que no se genera corriente eléctrica, sino que la corrosión se genera mediante la "inyección" de corriente directa de una fuente externa a la celda electrolítica (figura 6), el resultado final es la corrosión en el ánodo, lo mismo que en la celda galvánica.

Considerando que la conductividad eléctrica del suelo lo hace funcionar como electrolito no uniforme y a las tuberías funcionando como electrodos, el fenómeno de corrosión es evidente (figuras 5b y 7).

La corrosión de tuberías ocurre en suelos con alta conductividad eléctrica (baja resistividad), circunstancia propicia para que el suelo funcione como un electrolito. Factores tales como, la no homogeneidad del suelo, contaminación química o aereación diferencial (áreas con alto y bajo contenido de oxígeno) influyen para que el suelo se convierta en electrolito y se incremente el potencial de corrosión.

El PH del suelo puede ser significativo, suelos ácidos con PH menor que 5, son generalmente agresivos, un PH neutral (6.5-7.5) no implica condiciones agresivas y altos valores de PH no son agresivos a metales ferrosos; sin embargo, dichos valores se presentan en suelos salitrosos, lo que resulta en bajas resistividades del suelo haciéndolo un buen electrolito.

El contenido de agua también es un factor importante para aumentar el potencial de corrosión de suelos; con respecto a los suelos secos, los de mayor contenido de agua son más electrolíticos.

En resumen, aunque no se necesita ser un especialista en corrosión, el geotecnista debe tener conocimientos suficientes par reconocer problemas potenciales de corrosión y en casos graves llamar un especialista.

Métodos de prevención de corrosión en tuberías.

Recubrimientos

Los recubrimientos controlan la corrosión creando una barrera entre el metal y el potencial electrolito corrosivo (suelo, agua u otra solución electrolítica). La efectividad del recubrimiento depende de su grado de integridad (debe estar libre de agujeros o picaduras), su habilidad para adherirse a la tubería y su habilidad para aislar el flujo de corriente eléctrica.

Protección catódica

Los métodos de protección catódica pueden usarse para aceros y tuberías de concreto reforzado, preforzado y postensado. Consiste en convertir al metal de la tubería en el cátodo de una pila galvánica o electrolítica, mediante la inducción de un flujo de corriente eléctrica que supere al que podría generarse de manera natural en el medio corrosivo y en el cual la tubería funcionaría como ánodo.

En el sistema es importante identificar los elementos para inducir el fenómeno de corrosión normal, es decir identificar un ánodo, un cátodo, el electrolito y la trayectoria de la corriente eléctrica. En este caso el cátodo será la tubería por proteger, la cual debe ser eléctricamente continua para garantizar la protección completa (figura 8), el electrolito es el suelo, el ánodo y la trayectoria de corriente serán las que se diseñan y añaden al sistema. Los métodos de protección catódica son los siguientes:

Método de celda galvánica

Se trata de crear una celda galvánica, para ello y de acuerdo con la serie galvánica (medida relativa de la capacidad de los metales para "soltar" electrones) se seleccionan ánodos para generar la corriente adecuada, se corroan y así eviten la corrosión del acero de la tubería. (figura 9a).

Método de celda electrolítica

En este caso se necesita "inyectar" corriente eléctrica directa, a través de una serie de ánodos colocados en el suelo, como se muestra en la figura 9b. La continuidad eléctrica de la estructura es esencial, si existe una discontinuidad eléctrica, quizá una junta del tubo, se forzará el paso de la corriente a través del suelo adyacente a la discontinuidad y allí se genera una zona de corrosión en la tubería (figura 8).

Los factores ambientales que se deben tomar en cuenta cuando se diseña un sistema de protección catódica mediante la inyección de corriente directa son: detalles de la estructura por proteger, promedios de la resistividad del suelo, requerimientos de corriente directa, localización y tipo de estructuras adyacentes y disponibilidad de fuentes de energía.

3.6 Cruces del acueducto con otras estructuras o accidentes del terreno.

Un acueducto por su desarrollo longitudinal es común que cruce otras estructuras o con accidentes del terreno; así, podemos mencionar cruces en vías de comunicación como carreteras o vías de ferrocarril, cruces con otras líneas de conducción como, tuberías de agua potable, alcantarillado, oleoductos o gasoductos, o cruces con accidentes del terreno entre los que podemos mencionar ríos, arroyos y barrancas.

En estos casos se necesita un diseño particular para cada tipo de cruce, tomando en cuenta que no se deberá dañar ni interrumpir el funcionamiento de la estructura que se cruza.

Para cruces con accidentes del terreno, el diseño estará enfocado en salvar el cruce sin que se dañe o interrumpa el funcionamiento del acueducto; por ejemplo, en cruces con corrientes de agua, la tubería enterrada deberá protegerse contra la socavación.

3.7 Localización de bancos de material

Localizar bancos de material consiste en encontrar, buscar o descubrir sitios de donde puedan obtenerse materiales suficientes, conforme a especificaciones de calidad, para construir las estructuras que componen el acueducto.

No puede concebirse un proyecto ejecutivo, si no se ha definido una lista detallada de los bancos de material susceptibles a utilizarse; la disponibilidad de materiales de construcción es un factor importante que, cuando dichos materiales no existen o son escasos, el proyecto puede resultar incosteable o cambiarse.

Si existen bancos de material, factores tales como: accesibilidad, distancia y sistemas de explotación influyen en la selección de sitios y por consiguiente en los costos de construcción.

Para facilitar la localización de bancos de material se requiere tener buen conocimiento de las formaciones geológicas de la región por la que atraviesa la conducción, la fisiografía de la zona y los aspectos ambientales de la misma, lo que nos dará una visión general de los sitios donde se podrá encontrar tal o cual material.

Por ejemplo, es necesidad común localizar bancos para terracerías y bancos para fabricación de concretos; los primeros son fáciles de encontrar en formaciones de suelo residual en zonas donde el clima es húmedo y se favorece la intemperización química de las rocas; los segundos se encuentran fácilmente en cauces de ríos o arroyos o en depósitos de origen piroclástico.

Una vez que se han localizado los potenciales bancos de materiales, se procede a evaluar su calidad respecto a normas de construcción o especificaciones de diseño y a cuantificar la cantidad del material disponible en los sitios que se han seleccionado.

En muchas ocasiones, durante la etapa de diseño, la construcción de las estructuras se especifican, de acuerdo con la calidad y cantidad de los materiales que se han encontrado durante el proceso de exploración de los sitios de proyecto.

Habrán ocasiones en que la disponibilidad de material sea escasa o nula, entonces dependiendo del uso y cantidad, tendrá que sustituirse por materiales sintéticos, traerse material de grandes distancias o dar tratamiento a los materiales disponibles, si la necesidad del proyecto así lo justifica.

Entre los tratamientos más comunes se encuentran: la eliminación de contaminantes, disgregación, cribado, triturado, mezclado y lavado. Desde el punto de vista económico no se recomienda dar tratamiento.

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS
DECFI-UNAM MEXICO D.F. OCTUBRE 1992

FIGURAS

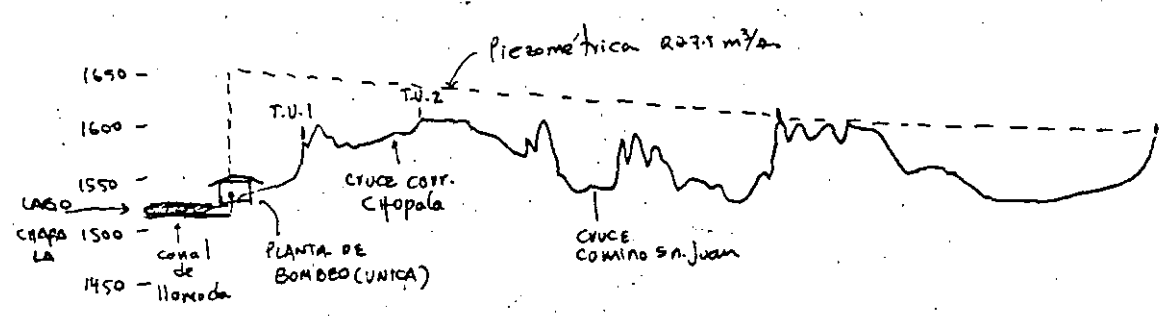
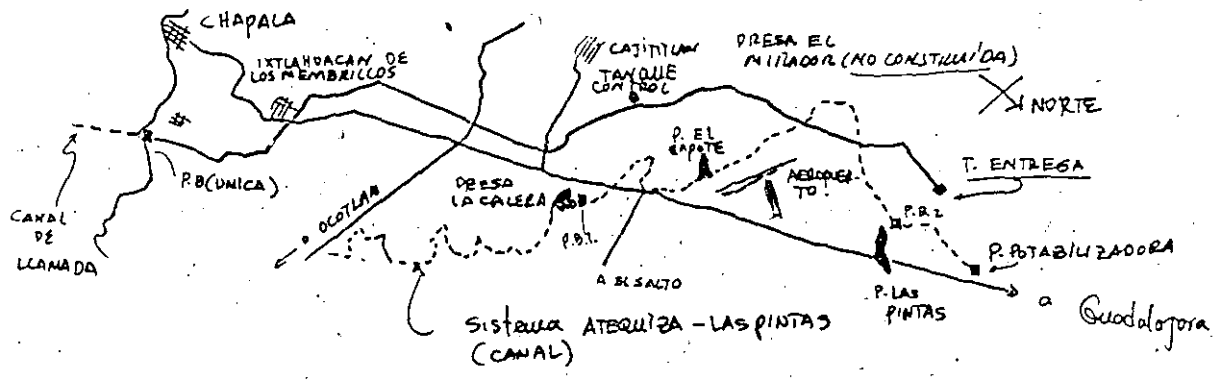


Figura 1.- Planta y perfil esquemático acueducto Chapala - Guadalajara, Jal.

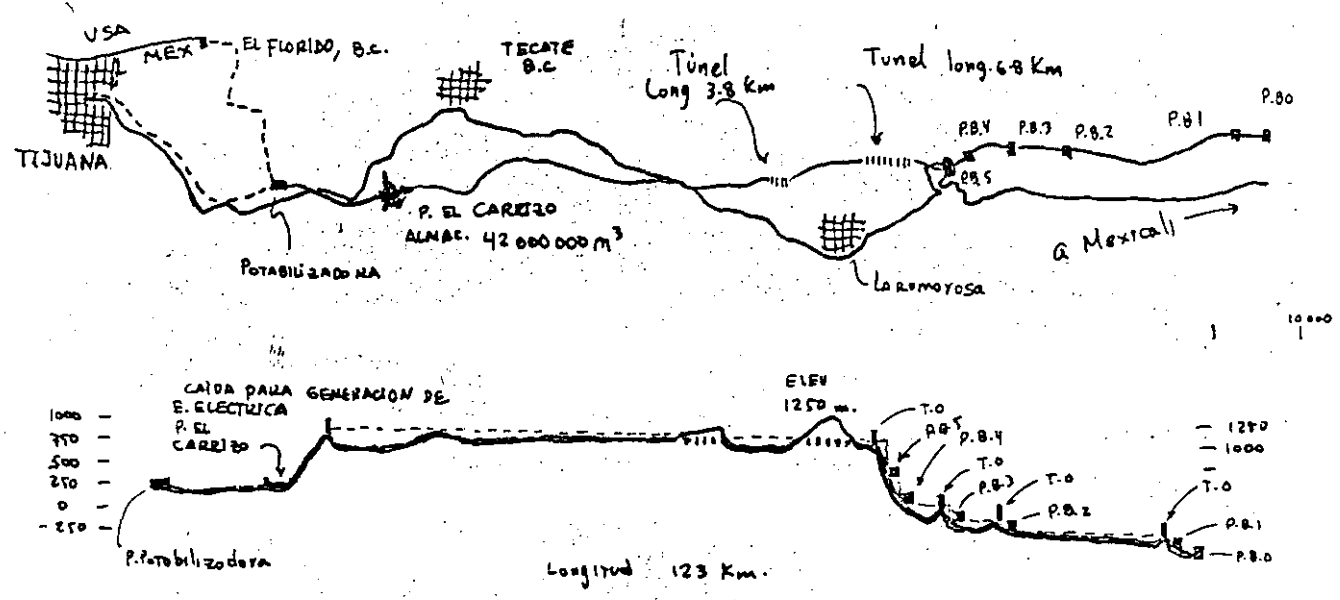


Figura 2.- Planta y perfil esquemático del acueducto Rio Colorado - Tijuana. B.C.

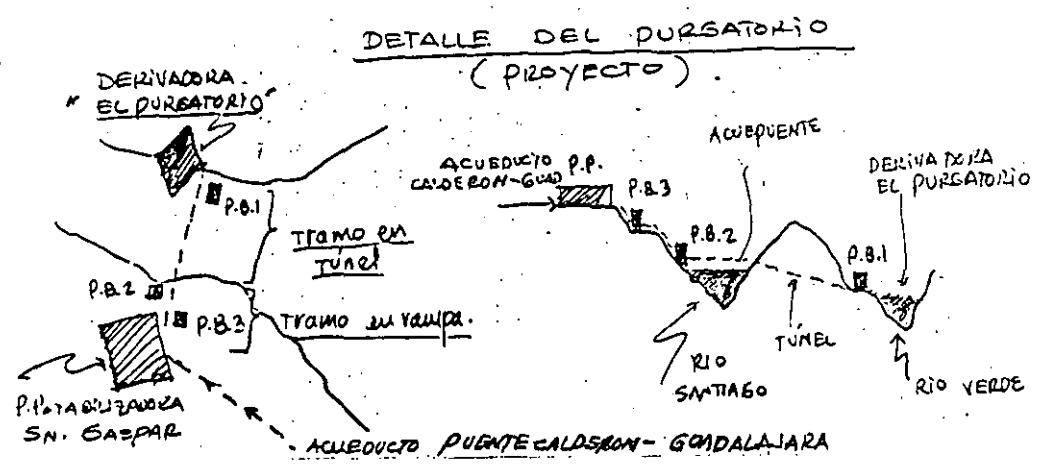
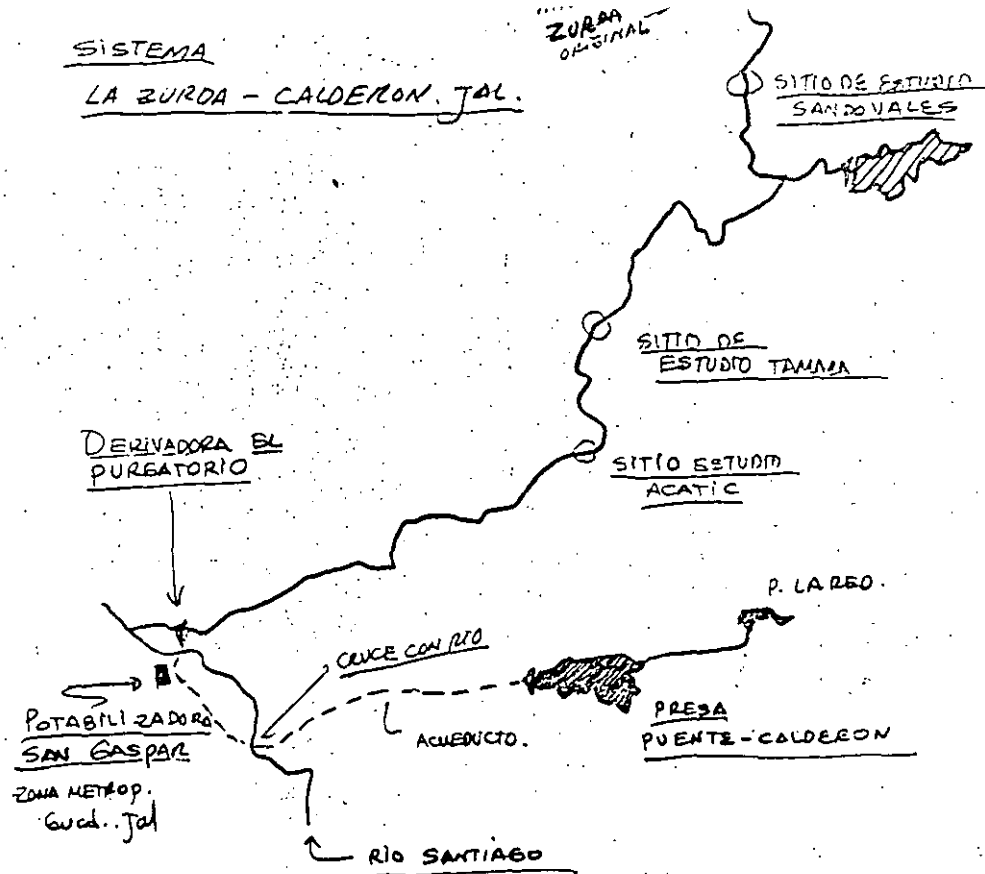


FIGURA 3.- Sistema La Zurda, Jalisco

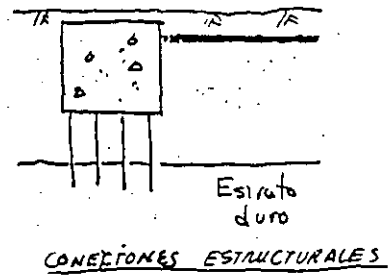
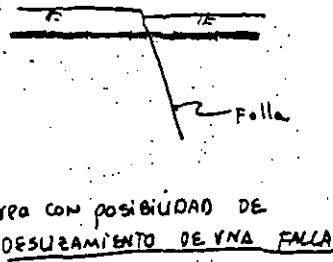
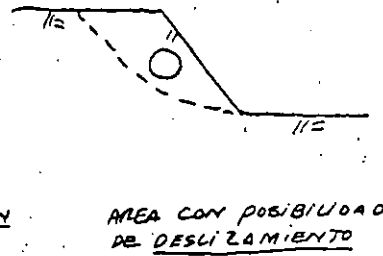
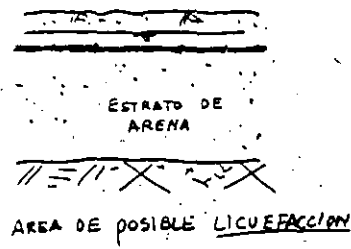
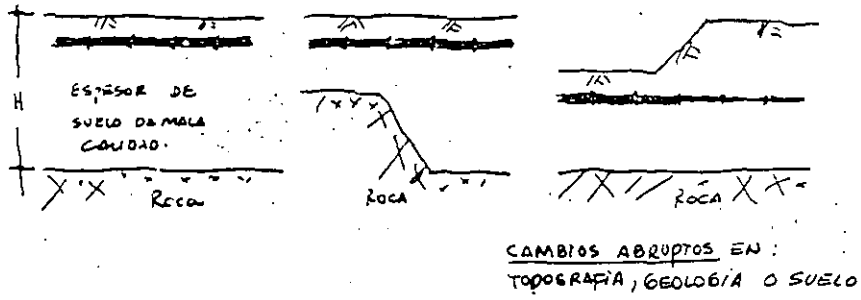
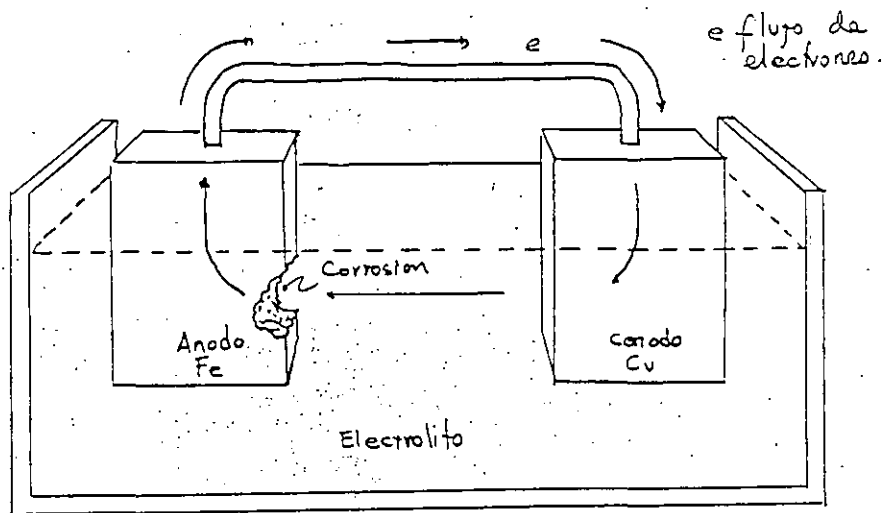
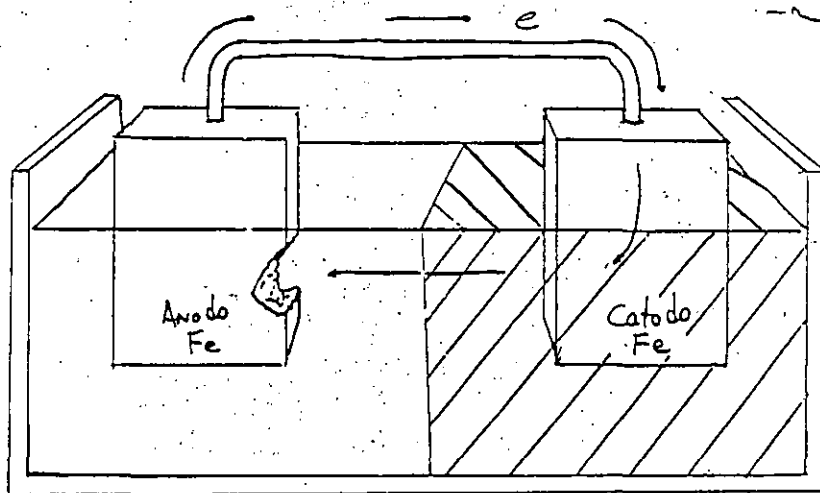


FIGURA 4.- SITIOS ESPECIALES PARA REVISION SISMICA

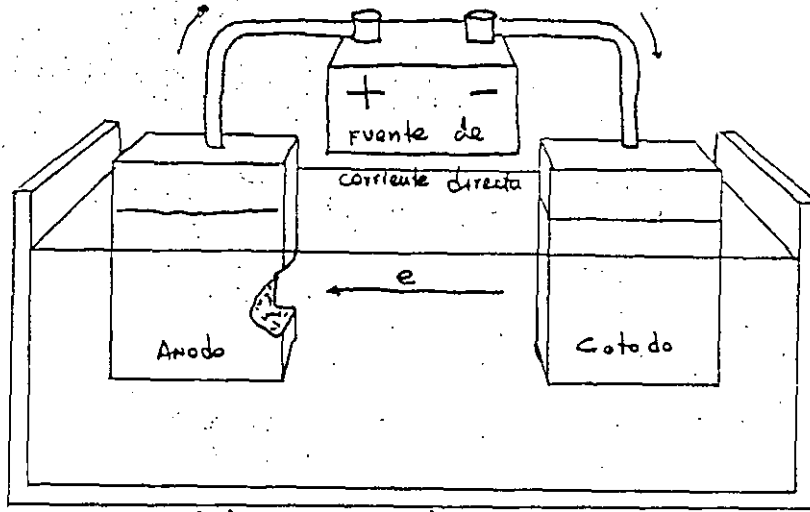


a) Pila galvânica

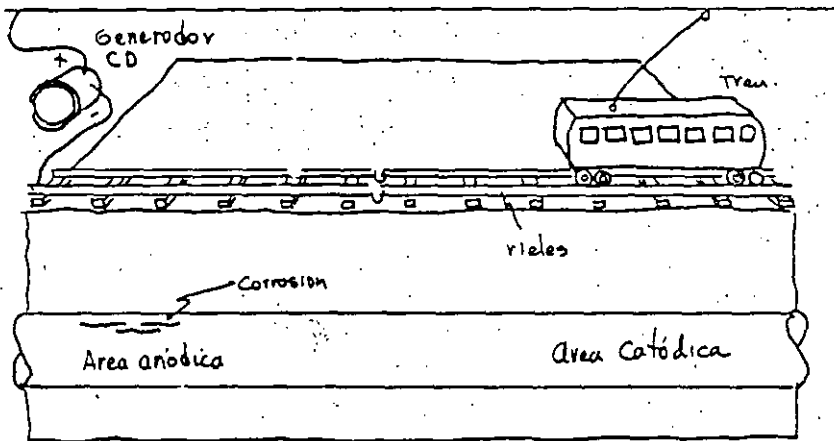


b) Pila galvânica en electrolito no uniforme

FIGURA 5.- TIPOS DE CORROSION
CASO: Pila Galvânica



a) Pila electrolítica



b) ejemplo.

FIGURA 6. Corrosión electrolítica

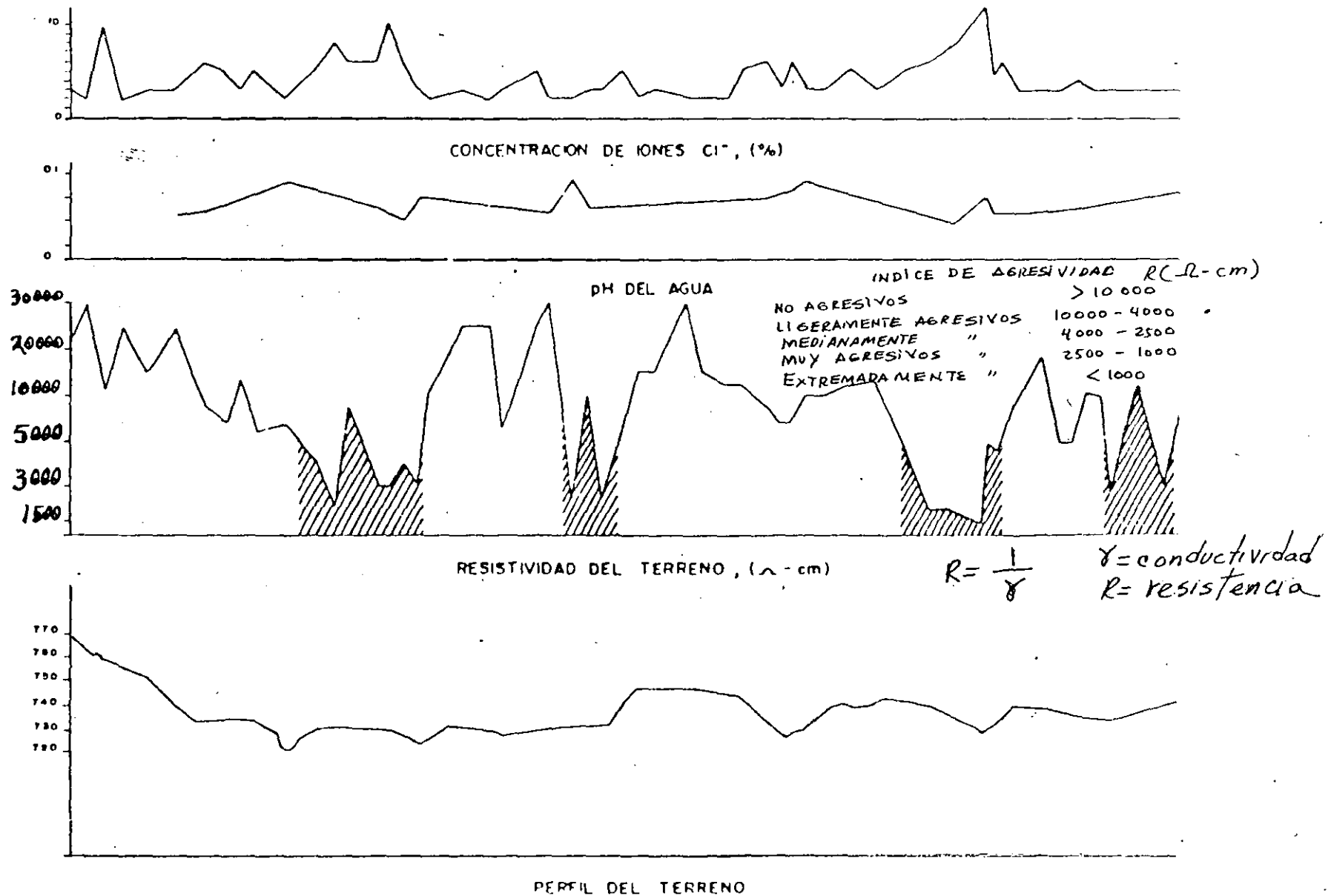


FIGURA 7.- Indicadores del potencial de corrosión del suelo.

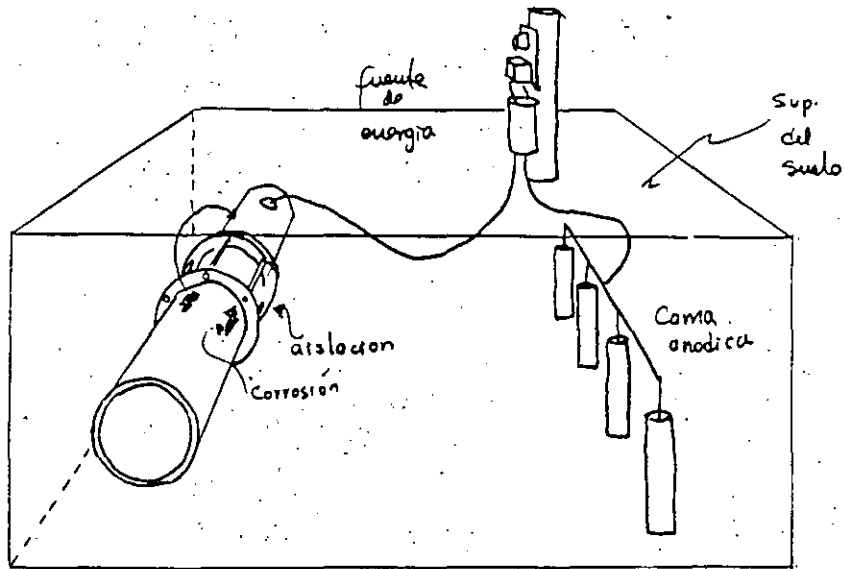
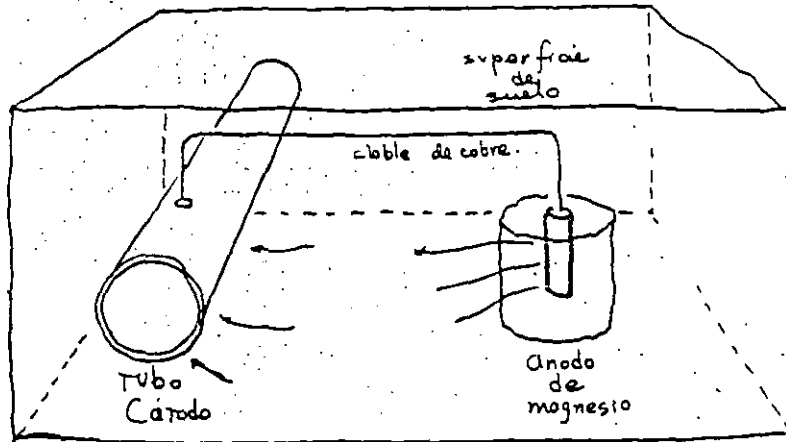
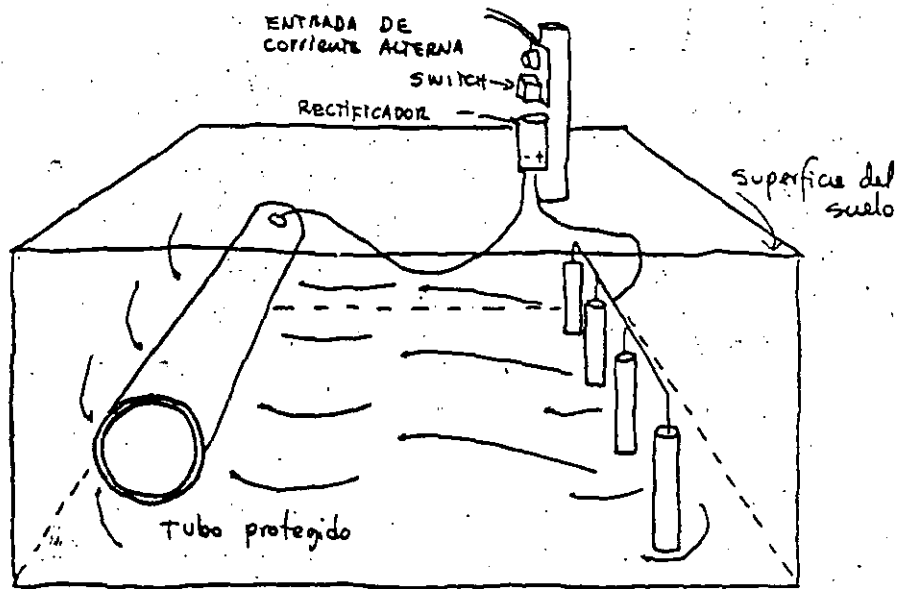


FIGURA 8.- CASO DE DISCONTINUIDAD ELECTRICA.



a) Protección CATODICA (GALVANICA)

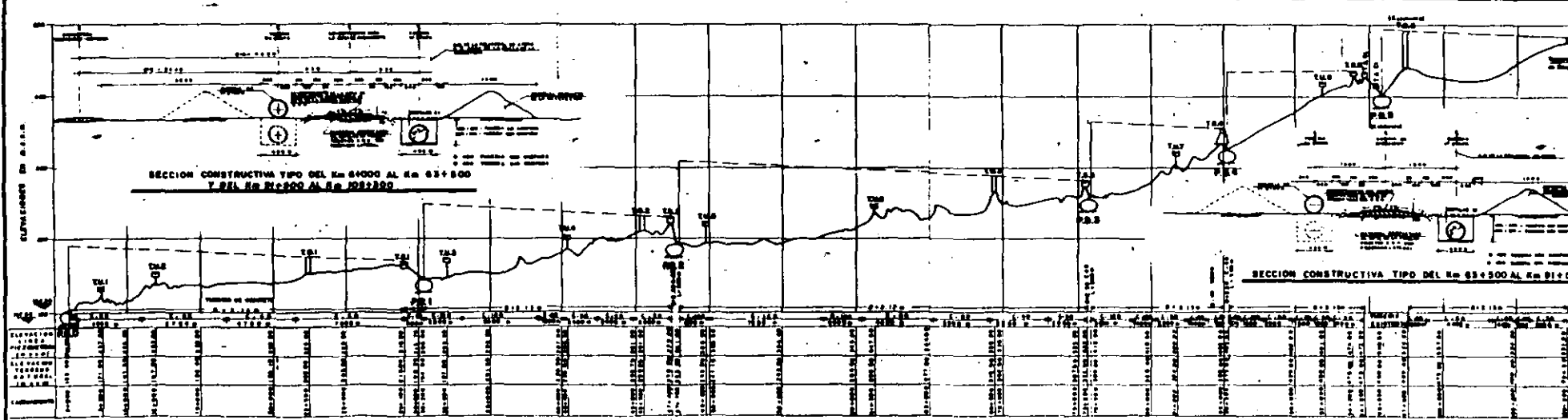
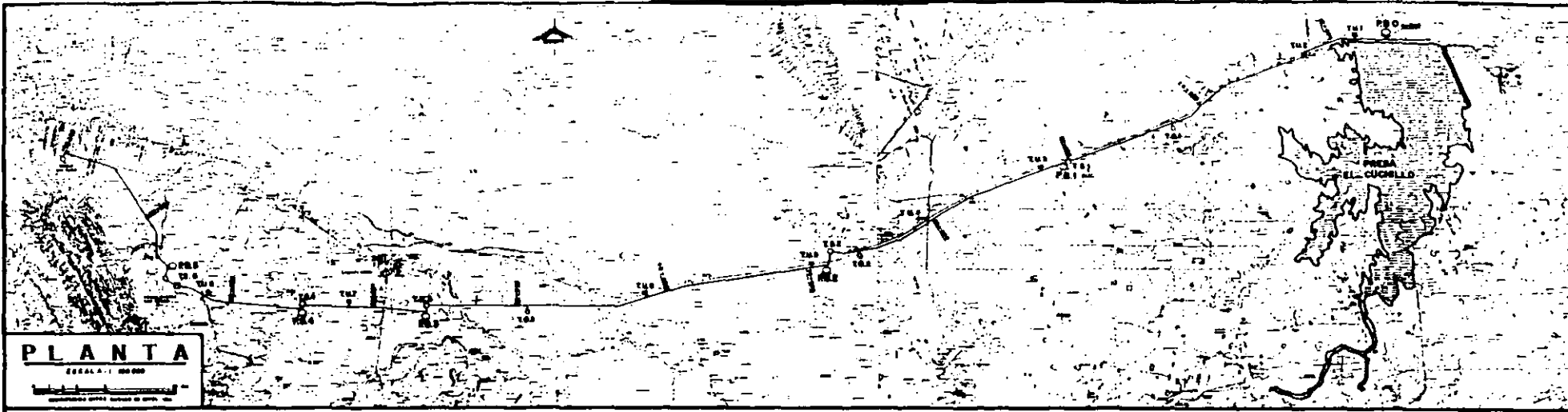


b) Protección CATODICA (ELECTROLITICA)

FIGURA 9.- METODOS DE PROTECCION CATODICA

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS
DECFI-UNAM MEXICO D.F. OCTUBRE 1992

ANEXO A
CONCEPCION DE UN ACUEDUCTO
Caso: Acueducto El Cuchillo-Monterrey N.L.



CARACTERISTICAS DE TANQUES UNIDIRECCIONALES

NUMERO	LOCALIZACION (Kilometros)	ELV. SUPLENTO (m)	ELV. INYECTOR (m)	ELV. PUNTO DE ENTREGA (m)	ELV. TANQUE (m)	ELV. TANQUE (m)	ELV. TANQUE (m)	ELV. TANQUE (m)
1	64-500	177	160	0	0	0	0	100
2	65-000	167	150	13	20	0	0	100
3	65-500	157	140	17	20	0	0	100
4	66-000	147	130	17	10	0	0	100
5	66-500	137	120	17	10	0	0	100
6	67-000	127	110	17	10	0	0	100
7	67-500	117	100	17	10	0	0	100
8	68-000	107	90	17	10	0	0	100

CARACTERISTICAS DE TANQUES DE BURENENCIA

TANQUE	LOCALIZACION (Kilometros)	ELV. SUPLENTO (m)	ELV. INYECTOR (m)	ELV. PUNTO DE ENTREGA (m)	ELV. TANQUE (m)	ELV. TANQUE (m)	ELV. TANQUE (m)	ELV. TANQUE (m)
101	64-500	177	160	17	0	0	0	100
102	65-000	167	150	17	0	0	0	100
103	65-500	157	140	17	0	0	0	100
104	66-000	147	130	17	0	0	0	100
105	66-500	137	120	17	0	0	0	100
106	67-000	127	110	17	0	0	0	100
107	67-500	117	100	17	0	0	0	100
108	68-000	107	90	17	0	0	0	100

CARACTERISTICAS DE PLANTAS DE BOMBEO

CONCEPTO	P80	P81	P82	P83	P84
CANTIDAD DE BOMBEO	0	0	0	0	0
CANTIDAD DE BOMBEO (LPS)	10	10	10	10	10
CANTIDAD DE BOMBEO (M3)	0	0	0	0	0
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/DIA)	100	100	100	100	100
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/HORA)	4	4	4	4	4
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/SEGUNDO)	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/MINUTO)	8.4	8.4	8.4	8.4	8.4
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/ORA)	504	504	504	504	504
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/SEMANA)	3528	3528	3528	3528	3528
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/MES)	10584	10584	10584	10584	10584
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/AÑO)	127008	127008	127008	127008	127008

DATOS GENERALES

CANTIDAD DE BOMBEO (M3/ORA)	504
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/SEMANA)	3528
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/MES)	10584
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/AÑO)	127008
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/ORA)	504
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/SEMANA)	3528
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/MES)	10584
CANTIDAD DE BOMBEO (M3/AÑO)	127008

CARACTERISTICAS DE LAS TORRES DE OSCILACION

TORRE	LOCALIZACION (Kilometros)	ELV. SUPLENTO (m)	ELV. INYECTOR (m)	ELV. PUNTO DE ENTREGA (m)	ELV. TORRE (m)	ELV. TORRE (m)	ELV. TORRE (m)
109	64-500	177	160	17	0	0	100
110	65-000	167	150	17	0	0	100
111	65-500	157	140	17	0	0	100
112	66-000	147	130	17	0	0	100
113	66-500	137	120	17	0	0	100
114	67-000	127	110	17	0	0	100
115	67-500	117	100	17	0	0	100
116	68-000	107	90	17	0	0	100

CANTIDADES DE TUBERIA DE CONCRETO PRESTFORZADO

DIAMETRO (mm)	CANTIDAD (m)	CANTIDAD (m)
100	100	100
150	100	100
200	100	100

CANTIDADES DE OBRAS EN EL ACUEDUCTO

CANTIDAD DE OBRAS EN EL ACUEDUCTO	100
CANTIDAD DE OBRAS EN EL ACUEDUCTO	100
CANTIDAD DE OBRAS EN EL ACUEDUCTO	100

- LEGENDA**
- TANQUE UNIDIRECCIONAL
 - TANQUE DE BURENENCIA
 - PLANTA DE BOMBEO
 - TORRE DE OSCILACION
 - TUBERIA DE CONCRETO PRESTFORZADO

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS
DECFI-UNAM MEXICO D.F. OCTUBRE 1992

ANEXO B
FENOMENOS DE TRANSITORIO HIDRAULICO
Caso: Acueducto Cutzamala-Ciudad de México

Análisis de fenómenos transitorios en el acueducto Cutzamala

Gildardo Vázquez Tirado
Salvador Aguirre Tello
Sistemas Hidráulicos y Ambientales

La operación de los grandes acueductos induce la presencia de fenómenos transitorios que provocan esfuerzos en los componentes del sistema, por lo que es preciso instalar elementos de protección para contrarrestarlos. De entre las diversas opciones que se analizan para el Sistema Cutzamala, se eligió el uso de torres de oscilación, tanto en la descarga de las plantas de bombeo como en las líneas de succión. Esto fue posible en virtud de haber encontrado un trazo del acueducto, cuyo perfil es adecuado para la ubicación de las torres, con lo que se consiguió una solución económica que no requiere de dispositivos mecánicos, que pueden fallar. El funcionamiento hidráulico del sistema se analizó bajo diversas condiciones de operación, tanto para régimen establecido como para fenómenos transitorios. Las perturbaciones estudiadas incluyen fallas, paros y arranques en las plantas de bombeo. Se considera que la situación más desfavorable es cuando fallan simultáneamente todos los equipos de una planta de bombeo: se producen las mayores variaciones de presión en las líneas y en el nivel de las torres de oscilación y, además, se observa la máxima velocidad angular negativa en las bombas. En este artículo se presentan las condiciones a partir de las cuales se eligió el tipo de elementos de protección y se describe el análisis del funcionamiento hidráulico.

Descripción del Sistema Cutzamala

El Sistema Cutzamala capta aguas superficiales del río del mismo nombre, aprovechando obras que formaban parte del sistema hidroeléctrico Miguel Alemán. En la ilustración 1 se muestra una planta del sistema y en la 2, su perfil. Una parte del sistema está formada por cinco plantas de bombeo, colocadas en serie, que elevan el agua 1 145 m desde la presa Colorines al tanque Santa Isabel; la otra envía el agua a la planta potabilizadora desde la Presa Chilesdo.

La planta de bombeo 1 (PB1) tiene una capacidad de 20 m³/s y bombea el agua de la presa Colorines, a la cual llegan escurrimientos —parcialmente regulados— de las presas El Bosque, Tuxpan, Ixtapan y del río Tilostoc. Las PB2, PB3 y PB4 bombean lo que envía la PB1, adicionando agua de la presa Valle de Bravo. A las plantas de bombeo 1 al 4 corresponde el mayor desnivel de bombeo en el sistema, por lo que se ha pensado

en operarlas de manera intermitente, suspendiendo su funcionamiento diario durante las horas pico de demanda de energía eléctrica. Esto obligó a sobredimensionar su capacidad, por lo cual las PB2, PB3 y PB4 cuentan con una capacidad de bombeo de 24 m³/s, aunque el gasto medio anual en este tramo es de sólo 15 m³/s.

Después de la PB4 se encuentra la planta potabilizadora a la cual también llegan aguas provenientes de Villa Victoria y de la presa Chilesdo, que se envían mediante la PB6. Dicha planta opera durante las 24 horas del día, por lo tanto, es necesario regularizar el caudal procedente de la PB4, que es bombeado sólo 20 horas, para lo que se utiliza el tanque Donato Guerra que envía el agua a la planta potabilizadora en un régimen uniforme de 24 horas.

La PB5 se localiza después de la potabilizadora; tiene una capacidad de 24 m³/s, opera la,

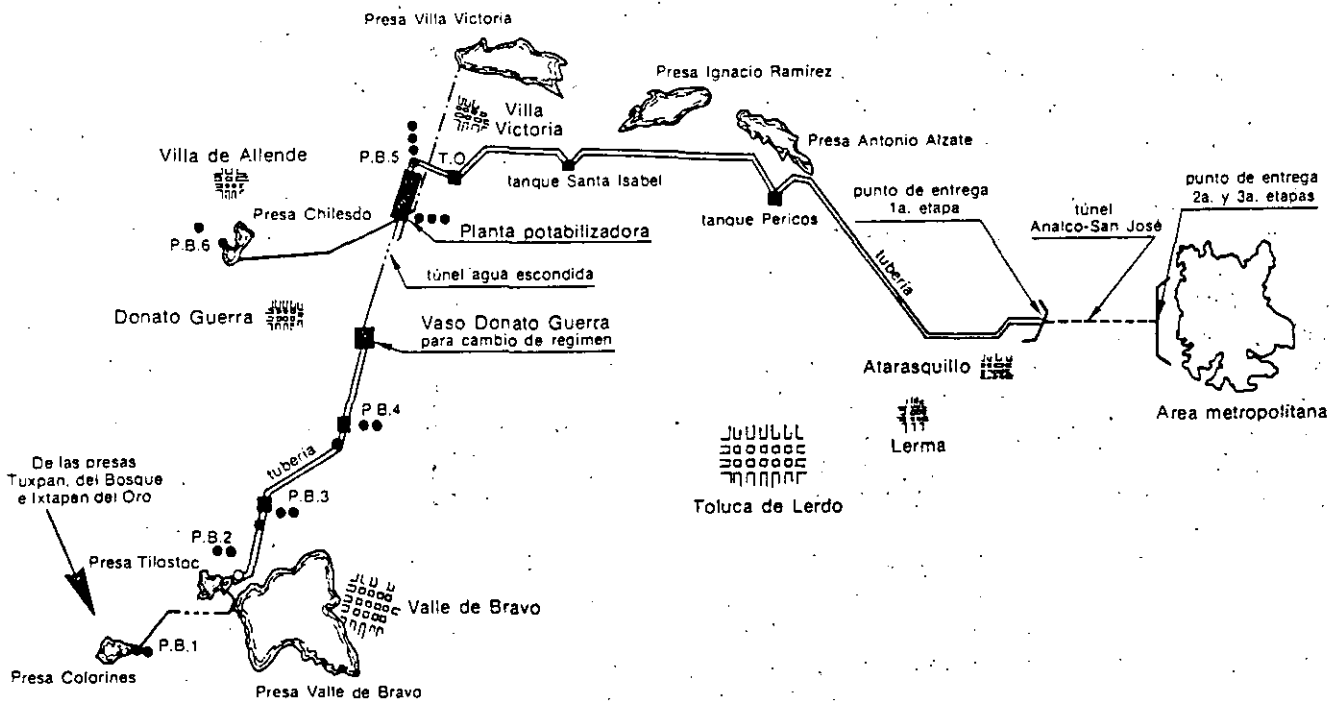
horas del día y bombea todo el caudal de agua potabilizada hacia la ciudad de México.

El acueducto Cutzamala está integrado por tuberías de presión de acero en los tramos de descarga de las plantas de bombeo; los diámetros de dichas tuberías son de 2.9 m para la PB1; de 3.1 m para las PB2, PB3, PB4 y PB5, y de 1.68 m para la PB6.

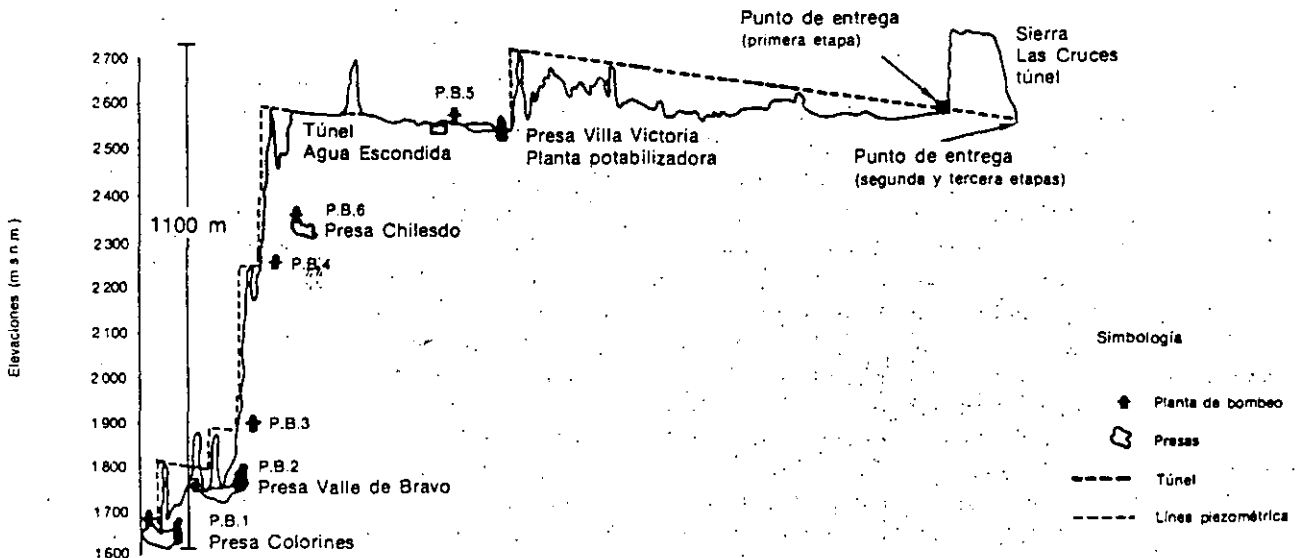
Al final de los tramos de presión de cada

planta, el acueducto tiene una doble tubería de concreto de 2.5 m de diámetro que llega hasta el túnel Analco-San José. En virtud de que en la PB6 se aprovecharon las tuberías de 1.37 m y 1.07 m ya existentes, el tramo quedó integrado por dos partes con doble tubería de concreto de estas medidas. En el cuadro 1 se aprecian las principales características hidráulicas y mecánicas de las plantas de bombeo antes descritas.

1. Planta del sistema



2. Perfil del sistema



1. Características de las plantas de bombeo

	PB1	PB2	PB3	PB4	PB5A	PB5	PB6
Número de bombas	5	6	6	6	3	6	3
Caudal unitario (m ³ /seg)	4	4	4	4	1.7	4	1.7
Carga (m)	155.00	119.30	347.73	347.73	154.34	175.89	213.12
Par de diseño (kg.m)	6017	4793	13833	13833	1710	7011	2402
Velocidad (r.p.m.)	1200	1200	1200	1200	1800	1200	1800
Momento de inercia (kg.m ²)	1200	1000	2500	2500	125	1200	800

Fenómenos transitorios en el acueducto

En el diseño de grandes acueductos, como el de Cutzamala, es fundamental definir el tipo y las dimensiones de los elementos de protección del sistema ante la presencia de fenómenos transitorios y verificar su adecuado funcionamiento hidráulico bajo diversas condiciones de operación.

Un fenómeno transitorio se presenta en un acueducto cuando el funcionamiento normal en condiciones de equilibrio permanente sufre alguna perturbación. Las más comunes consisten en el cierre o la apertura de válvulas, paros, arranques y fallas de los equipos de bombeo. Otras menos frecuentes son: ruptura de una tubería, variaciones súbitas en los niveles de descarga, succión en las plantas de bombeo o un mal funcionamiento en las válvulas de admisión y expulsión de aire.

Para el acueducto, se analizaron diversos elementos de protección, entre ellos: torres de oscilación, tanques unidireccionales, cámaras de aire, válvulas de alivio y tuberías telescópicas.

Asimismo, se hizo un análisis para el caso de fallas y arranques en las plantas de bombeo y paros en las plantas adyacentes a una que previamente falló.

Torres de oscilación

Las torres de oscilación son estructuras abiertas que se conectan al acueducto mediante una tubería que no tiene control, es decir, el agua entra o sale libremente del tanque, el cual por lo general tiene forma de torre: área transversal reducida y altura considerable en relación con ésta.

Cuando el acueducto tiene un flujo establecido, el nivel del agua en la torre es igual a la cota piezométrica en el punto de unión de la tubería de conexión y el conducto principal, y en la línea de conexión no hay flujo. Al ocurrir un cambio de presión en el acueducto, ésta se alivia mediante la entrada o salida del agua de la torre de oscilación al conducto. Esto produce oscilaciones en masa

dentro de la torre, cuya amplitud va disminuyendo hasta que se estabiliza un nuevo nivel en el tanque.

Las torres de oscilación pueden emplearse el tramo de descarga de las plantas de bombeo, para aliviar las disminuciones de presión iniciales en el caso de falla; también se pueden utilizar en la línea de succión para aliviar las sobrepresiones ocasionadas por fallas o las bajas de presión en el arranque.

En el Sistema Cutzamala se localizó un trazo cuyo perfil fue adecuado para la ubicación de las torres; con ello se consiguió una solución económica que no requirió de dispositivos de funcionamiento mecánico para asegurar su operación correcta. Sin embargo, la desventaja de las torres de oscilación es que al tener un volumen pequeño de almacenamiento en relación con el gasto manejado, en caso de una falla es necesaria la coordinación entre las plantas de bombeo para interrumpir de inmediato su funcionamiento y no producir derrames de las torres en la planta que haya fallado, ya que con los gastos manejados su llenado se realiza en cuestión de segundos.

Tanques unidireccionales

Este tipo de tanques se utiliza para aliviar —diante aportaciones de agua desde el tanque— las disminuciones de presión que ocurren en la línea de descarga de una planta de bombeo cuando ésta falla. En cierta medida, ayudan a disminuir las sobrepresiones, que son reflejo de las subpresiones.

Los tanques unidireccionales son estructuras que contienen agua almacenada a superficie libre y sólo la proporcionan al acueducto, ya que la línea de conexión tiene una válvula *check* que cierra el flujo de entrada al tanque. El llenado de éste se hace desde el mismo acueducto a través de una línea adicional controlada por una válvula de flotador o de altitud. Su uso permite proteger la línea de descarga, pero en la línea de succión de las plantas se requiere de otro tipo de protección que alivie las sobrepresiones. Su ventaja estriba en que no necesitan tanta altura como las torres de oscilación, por lo que implican costos más bajos. En la conexión pueden ubicarse tantas válvulas *check* como se requiera para lograr una mayor seguridad en su funcionamiento.

En lugar de tanques unidireccionales, en el Sistema Cutzamala se utilizaron torres de oscilación, debido a que la magnitud de las cargas de bombeo y el perfil de las líneas de descarga no pe

tieron colocar tanques unidireccionales que protegieran adecuadamente las líneas, además de requerirse varios por cada planta de bombeo.

Cámaras de aire

El funcionamiento de una cámara de aire es similar al de una torre de oscilación; es decir, puede entrar o salir agua de la cámara hacia la línea. Estas cámaras son tanques a presión que contienen parte de agua y parte de aire. Debido a que su operación depende de la elasticidad del aire, no son tan eficientes como las torres de oscilación, y dado que es preciso reponer el aire que se disuelve en el agua, con el tiempo, requieren de mantenimiento. Para dar solución a este problema se construyen cámaras con una membrana que aísla del aire la superficie del agua; sin embargo, las cámaras disponibles son de tamaño menor que el necesario en el *Sistema Cutzamala*. Aunque su funcionamiento es conveniente, tanto en la línea de descarga de las bombas que alivia las disminuciones de presión, como en la de succión que alivia las sobrepresiones, la necesidad de reponer el aire disuelto y el elevado costo de las cámaras del tamaño requerido hizo desechar su uso.

Válvulas de alivio

Estas válvulas deben localizarse en el punto de la línea donde aumenta la presión cuando se efectúa una maniobra de operación. Al aumentar aquella y abrirse la válvula, se desfoga un determinado gasto que alivia la sobrepresión. Cuando ésta disminuye, la válvula debe cerrarse lentamente para no causar problemas en la línea.

A fin de disminuir las sobrepresiones ocasionadas por fallas de las bombas se estudió la conveniencia de usar válvulas de alivio en las líneas de succión de las plantas de bombeo; su funcionamiento resultó adecuado para este tipo de fenómeno, pero se requeriría de un dispositivo adicional, como un tanque unidireccional, para los casos de arranques de las bombas.

La calibración para controlar la apertura de válvulas no es un problema sencillo, por lo que no hay certeza de que su funcionamiento se apegue un 100% a lo previsto. Con base en lo anterior se optó por eliminar su uso, en virtud de las graves consecuencias que ocasionaría una falla parcial o total en el sistema respecto al suministro de agua en bloque a la ciudad de México y al área conurbada.

Tuberías telescópicas

En las líneas de descarga de las plantas de bombeo es común usar tramos de diferente diámetro; en la zona de las bombas, donde las presiones son mayores, se utilizan las de menor tamaño. El uso de tuberías telescópicas provoca en ocasiones que las curvas envolventes de presión mínimas se adapten mejor al perfil del tramo de presión. A causa de las condiciones propias de Cutzamala, no se detectó ningún caso que se resolviera ventajosamente con tuberías de este tipo; en algunos tramos fue preferible profundizar la instalación de las tuberías para modificar el perfil de la línea en sí.

Simulación del funcionamiento del acueducto

Con objeto de calcular las variaciones de velocidad y presión en las líneas de conducción, los niveles del agua en las estructuras conectadas al acueducto y la evolución de la velocidad de rotación de las bombas ante la presencia de fenómenos transitorios, se realizó una simulación del funcionamiento del sistema.

Las condiciones transitorias que se analizaron en cada una de las plantas de bombeo fueron:

- Falla total de los equipos.
- Falla parcial de los equipos.
- Desconexión (controlada) de las plantas de bombeo adyacentes a la que falló.
- Arranque de todos los equipos.

Algunos de los resultados obtenidos se presentan a continuación.

Falla total de los equipos

Lo más desfavorable que podría ocurrir en una de las plantas de bombeo sería que todos los equipos fallaran al mismo tiempo, situación que podría ocurrir por una suspensión en el suministro de energía eléctrica. A partir del instante de la falla, la columna de agua bombeada tiende a frenarse y a escurrir en sentido contrario; simultáneamente, la válvula esférica empieza a cerrarse mediante un mecanismo accionado por baterías de emergencia destinadas para estos casos.

La primera fase del golpe de ariete generada en la tubería de descarga cercana a las bombas conlleva una disminución de presión que se propaga hasta la torre de oscilación; ahí, se refleja y provoca un regreso de la onda hacia las bombas, la que a su vez origina la fase inversa del fenómeno, o sea, el incremento de la presión. En consecuen-

cia, el fenómeno de oscilación de masas se presentará aguas abajo de la torre de oscilación y hasta la torre de sumergencia de la siguiente planta de bombeo, provocando la variación de los niveles dentro de ambas torres.

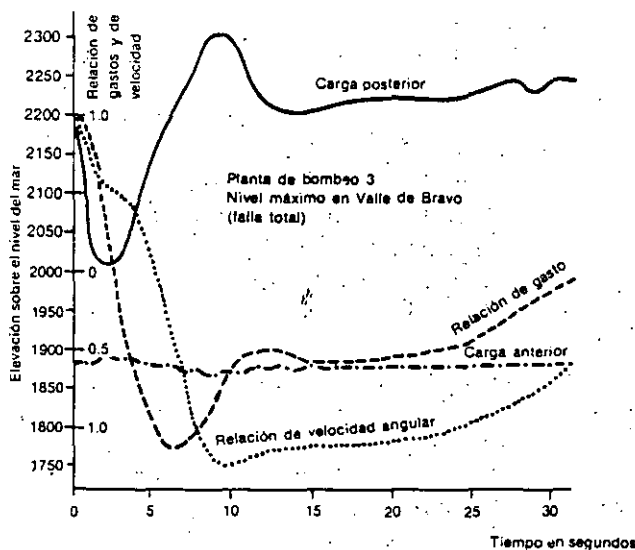
El comportamiento de las bombas de la PB3 a partir del instante en que fallan simultáneamente todos los equipos se muestra en la ilustración 3; la relación de gastos indica que al cabo de 2.5 seg la columna de agua se detiene y comienza a circular en sentido contrario, alcanzando un valor máximo negativo del 112% a los 6.5 seg; a partir de ese momento, el gasto en sentido contrario disminuye hasta los 32 seg en que la válvula esférica se cierra totalmente.

Por su parte, la *curva de relación de velocidad angular* señala que la bomba empieza a girar en sentido contrario a partir de los 5 seg y alcanza una velocidad angular negativa máxima de 125% a los 10 seg, en que comienza a disminuir. Las especificaciones de fabricación de las bombas determinan una velocidad angular máxima admisible en sentido contrario de 140%, por lo que la arriba mencionada está dentro de la tolerancia.

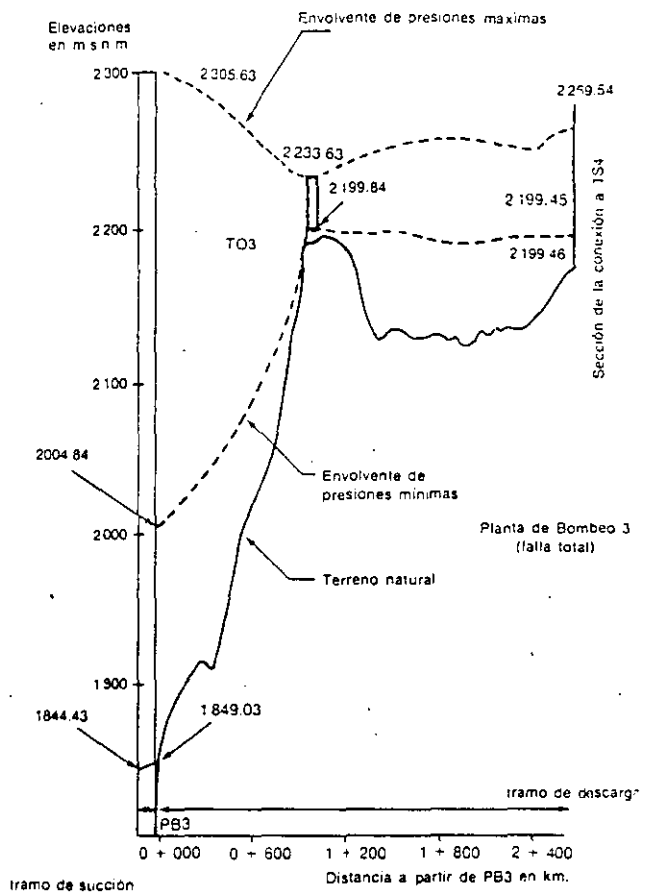
En la misma ilustración la curva denominada *carga posterior* indica que la carga de presión en la bomba colocada a un lado de la descarga baja bruscamente de 2215 a 2010 msnm en 2.5 seg y posteriormente se eleva hasta 2305 msnm a los 9.5 seg; a partir de aquí las oscilaciones en la carga de presión son mucho menores.

En la curva de *carga anterior* se muestra que la carga de presión en la bomba adyacente a la succión sube de 1880 a 1895 msnm en 2.5 seg y des-

3. Comportamiento de las bombas. Falla total (PB3)



4. Presiones máximas y mínimas (PB3)



pues baja hasta 1870 msnm a los 9 seg, manteniéndose prácticamente en un valor constante de 1880 msnm a partir de los 15 segundos.

En la ilustración 4 se observan las envolventes de las presiones máximas y mínimas a lo largo de la línea de conducción entre la PB3 y la torre de sumergencia cuatro (TS4). El tramo sujeto a mayores variaciones de presión es el localizado entre la planta de bombeo y la torre de oscilación, con lo que los tramos entre ésta y la de sumergencia quedan debidamente protegidos.

Falla parcial

Cuando falla sólo una parte de los equipos de una planta de bombeo, los efectos del golpe de ariete en el acueducto son menos severos que ante una falla total, aun cuando el comportamiento es semejante al que ocurre durante ésta.

La ilustración 5 presenta el caso de la PB6 con tres equipos operando, de los cuales falla solamente uno. Las curvas de la relación de gasto y de la relación de la velocidad angular corresponden a la bomba que falló; las de velocidad y de carga

de presión se refieren a la sección final del múltiple de descarga, que es a su vez el inicio de la tubería de descarga de la planta de bombeo.

Puede apreciarse que en 5 seg el gasto en sentido contrario alcanza un valor cercano al 120% en la bomba que falló; sin embargo, en la tubería de descarga no se regresa la columna de agua, y en 5.5 seg el agua se frena totalmente para iniciar de inmediato su flujo ascendente. El caudal impulsado por las bombas que permanecieron operando se regresa en la bomba que falló.

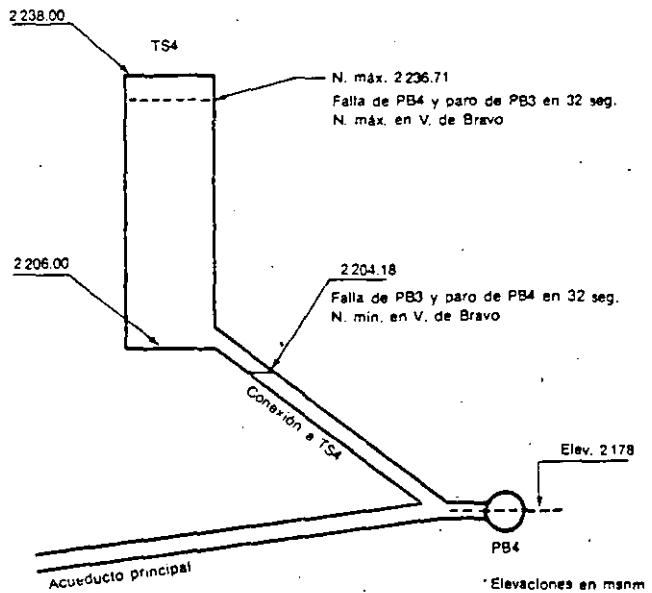
Desconexión (controlada)

Las plantas de bombeo 2, 3 y 4 del Sistema Cutzamala operan en cascada, así es que cuando una de ellas falla es necesario desconectar las otras dos, para evitar que se produzcan derrames en algunas de las torres. Las dimensiones de éstas se definieron suponiendo que mediante un sistema de control automático se ordenara la desconexión de las plantas 32 seg después de que alguna hubiera fallado.

En la ilustración 6 se presentan los resultados de la variación de niveles que se tienen en la torre de sumergencia cuatro en el caso de que falle la PB3 y que 2 seg después se inicie el proceso para detener los seis equipos de la PB4, el cual dura 30 seg más.

Durante los primeros 46 seg el nivel del agua en la torre de sumergencia cuatro (TS4) alcanza una elevación de 2215 msnm y como consecuencia de la oscilación en masa entre la torre de oscilación tres (TO3) y la torre de sumergencia cuatro

6. Niveles de agua extremos (TS4).

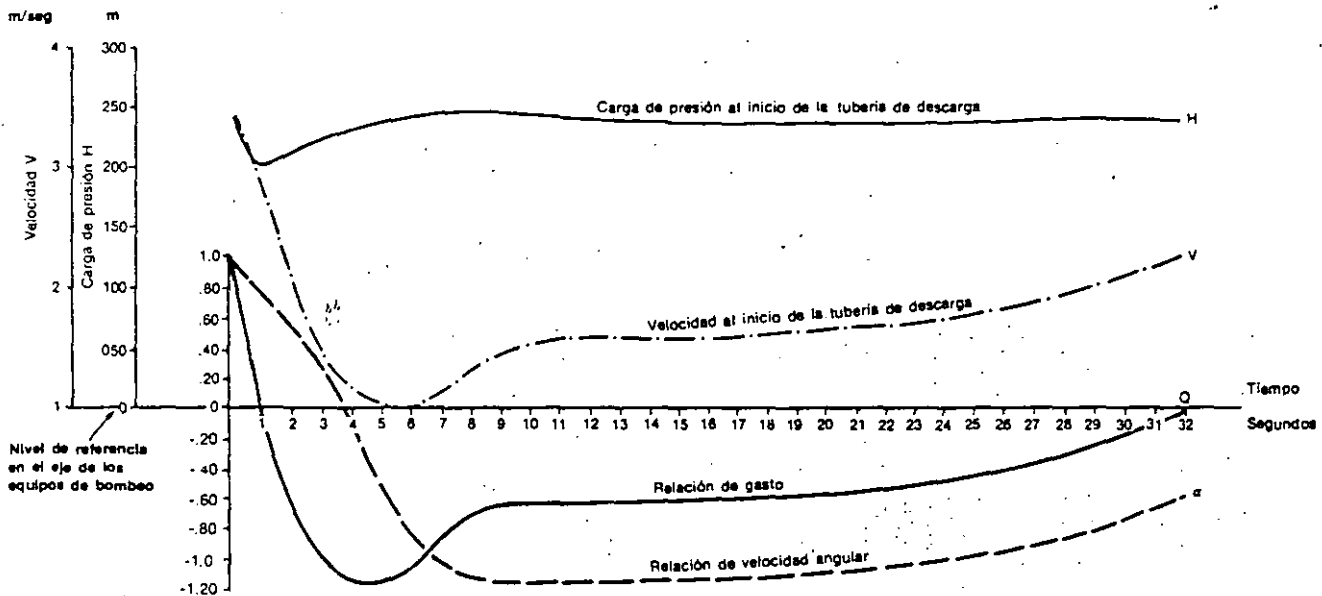


(TS4), baja después hasta 2204.18 msnm al cabo de 81 seg. La altura de esta torre se definió a partir del análisis de la condición de falla total de la PB4 y la desconexión controlada en 32 seg de la PB3, suponiendo un nivel máximo de embalse en la presa Valle de Bravo. En la ilustración 7 se muestra un esquema de la torre de sumergencia cuatro con los niveles máximo y mínimo que se presentan en ella en diferentes condiciones.

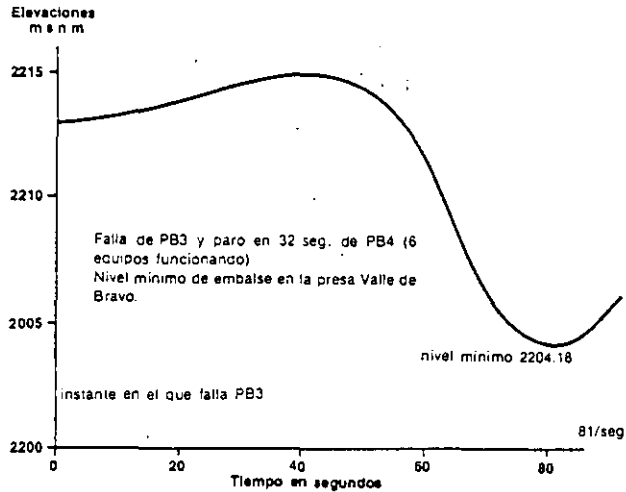
Arranque de todos los equipos

El arranque de los equipos de una planta de bombeo debe ser en secuencia, con objeto de reducir

5. Falla parcial (PB6)



7. Niveles de agua (TS4)

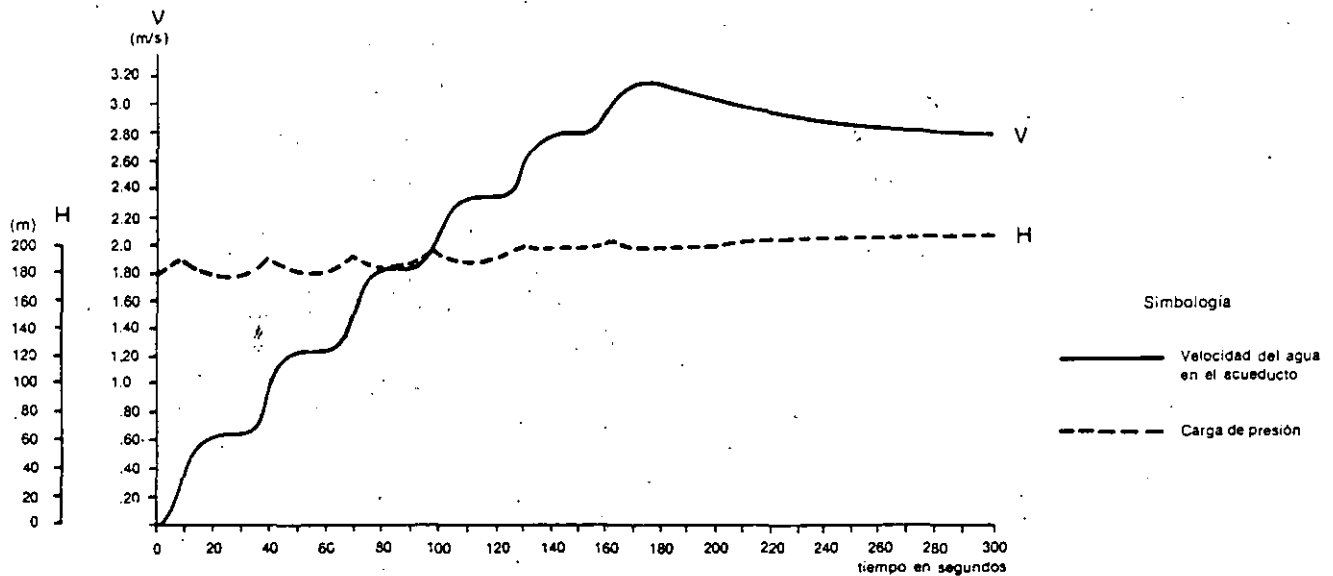


al mínimo los efectos de los fenómenos transitorios tanto hidráulicos como eléctricos.

Las curvas de variación de carga de presión y de velocidad en la sección inicial de la tubería de descarga de la planta de bombeo cinco para el arranque de las seis bombas grandes con intervalos de 30 seg se muestran en la ilustración 8. A partir del instante del arranque de cada bomba la velocidad en el acueducto tarda alrededor de 20 seg en estabilizarse.

Por otro lado, durante los primeros 10 seg posteriores al arranque aumenta la carga de presión en el acueducto, y en los siguientes 10 seg disminuye casi a su valor inicial. Esto va siendo menos notorio conforme hay un mayor número de equipos operando y se observa la influencia del aumento

8. Arranque de seis bombas a intervalos de 30 seg (PB5)



de las pérdidas de carga por fricción, que provocan incluso una disminución gradual de la velocidad a partir de los 180 seg de iniciado el proceso después la presión se incrementa poco a poco, que antes de establecerse el flujo entre la torre de oscilación cinco y el tanque Santa Isabel, ésta empieza a llenarse de agua.

En la PB5 el tanque de succión tiene una gran capacidad, pues es al mismo tiempo el tanque de aguas claras de la planta potabilizadora, pero en el resto de las plantas de bombeo en donde las torres de sumergencia tienen poca capacidad, la variación de niveles en los procesos de arranques es muy importante, ya que según la elevación de embalse en Valle de Bravo, se determina la secuencia en que se ponen en funcionamiento las estaciones de bombeo dos, tres y cuatro.

Conclusiones

En el Sistema Cutzamala los elementos de protección más adecuados contra los fenómenos transitorios fueron las torres de oscilación.

Debido a la configuración topográfica de la zona fue posible encontrar una localización del acueducto muy adecuada para la ubicación de las plantas de bombeo y de las torres de oscilación. Dado que dichos elementos no requieren mecanismos adicionales, representan una solución económica y confiable.

La simulación del funcionamiento hidráulico del sistema se realizó para diferentes elevaciones de embalse de la presa Valle de Bravo, distintos caudales manejados por el acueducto y conside-

rando las posibles fallas en las plantas de bombeo. Las dimensiones de las torres de oscilación fueron definidas con base en los resultados de las situaciones más desfavorables.

Por otra parte, el proyecto ejecutivo de las tuberías se realizó tomando en cuenta las variaciones de presión más críticas detectadas en la simulación. Las especificaciones en cuanto a la máxima velocidad angular negativa permisible en las bombas se determinaron en función de los resultados del análisis.

Bibliografía

Burden, Faires, Reynolds. *Numerical Analysis*. Prindle,

- Weber & Schmidt, 1979.
Chaudhry, M. Hanif. *Applied Hydraulic Transients*. Van Nostrand Reinhold Co., 1979.
Mataix, Claudio. *Mecánica de fluidos y máquinas hidráulicas*. Harper y Row Publishers Inc., 1970.
Parmakian, J. *Waterhammer Analysis*. Dover Publications, Nueva York, 1963.
Smith, F. *Numerical Methods of Partial Differential Equations*. Oxford, 1972.
Streeter, V.L. y E.B. Wylie. *Hydraulic Transients*. McGraw-Hill, 1967.
Wylie, E.B. y Streeter, V.L. *Fluid Transients*. McGraw-Hill, 1978.

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS
DECFI-UNAM MEXICO D.F. OCTUBRE 1992

ANEXO C
ASPECTOS SISMICOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS
DECFI-UNAM MEXICO D.F. OCTUBRE 1992

CONSIDERACIONES SISMICAS EN EL DISEÑO
DE TUBERIAS

Raúl Flores Berrones
Ingeniero Consultor del
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

CONSIDERACIONES SISMICAS EN EL DISEÑO DE TUBERIAS

ANTECEDENTES

Los daños originados por sismos a las tuberías se empezaron a notar desde el famoso sismo de San Francisco en 1906 (Fig 1), en el cual se tuvieron grandes catástrofes causadas, entre otras razones, por los incendios que sucedieron y que muchos de ellos no se pudieron apagar por la falla de varias tuberías de agua durante los sismos.

Desde ese entonces existen varios documentos e investigaciones que señalan los daños causados por los fuertes sismos de este siglo a las tuberías de agua potable, drenaje o gas. Precisamente los sismos acontecidos en México en septiembre de 1985, corresponden a esta clase de sismos que causaron fuertes daños a varias tuberías, tanto en el D.F. como en el Puerto Industrial Lázaro Cárdenas (Figs 2, 3, 4 y 5).

En esta plática se describirán los diversos factores que influyen en este daño y las maneras de mitigar, eliminar o evitar el mismo. Desde luego que el conocimiento que hoy se tiene en la materia, ha sido producto de un gran número de investigaciones, observaciones durante casos históricos y experiencias de investigadores que por muchos años han venido trabajando para resolver este problema; han sido los investigadores japoneses y norteamericanos los que más han avanzado en este campo.

Identificación de las condiciones geológicas y sísmicas

Uno de los factores que desde luego influye en el daño a las tuberías enterradas, es la intensidad sísmica en sí; es decir, entre mayor sea esta intensidad, mayores serán las vibraciones, las deformaciones y los esfuerzos a los que las tuberías estarán sujetas durante el temblor. Otro factor no menos importante es las condiciones geológicas del sitio donde se encuentra enterrada la tubería, es decir, si se trata de un terreno blando, duro, cercano a una falla geológica, etc. Veamos con mayor detalle cada uno de estos factores.

Factor sísmico. Este factor se determina generalmente a través de los desplazamientos, velocidades o aceleraciones máximas del terreno, las cuales se determinan a partir de registros previos (Fig. 6) o de espectros de respuesta como el de la figura 7. El uso de mapas de regionalización sísmica, como el de la Fig. 8, ayuda también a estimar estos parámetros.

En particular se procura obtener la velocidad o la aceleración máxima del terreno, ya que, como se muestra más adelante, los desplazamientos o deformaciones máximas de la tubería son directamente proporcionales a la velocidad del terreno e inversamente proporcional a la componente longitudinal de la velocidad de propagación aparente de las ondas sísmicas, mientras

que la curvatura o los esfuerzos flexionantes son directamente proporcionales a la aceleración del terreno e inversamente proporcionales al cuadrado de la componente transversal de la velocidad de propagación aparente de ondas respecto a la superficie del suelo.

Estos dos parámetros se determinan como una función de la magnitud, distancia epicentral y profundidad focal del máximo sismo esperado dentro del periodo de retorno, así como de las condiciones locales del suelo. Existen varias leyes semi-empíricas de atenuación que se pueden utilizar para estimar estos parámetros; por ejemplo la Tabla N° 1 muestra algunas de estas leyes. En el caso de que la actividad sísmica este representada solo por la aceleración máxima del terreno, la velocidad máxima del terreno se puede estimar utilizando las relaciones $V_{g\text{máx}}/A_{g\text{máx}}$ disponibles; la Tabla N° 2 presenta algunas de estas recomendaciones recomendadas para diferentes condiciones del suelo, incluyendo la arcilla de la Cd. de México.

Cuando se requiere una mejor predicción sísmica, es necesario realizar un análisis probabilístico o determinístico en el o los sitios que se estén considerando para ubicar la tubería. El análisis probabilístico consiste básicamente de los siguientes cuatro pasos: a) identificación de las fuentes sísmicas potenciales, b) evaluación de esas fuentes, c) desarrollo de los modelos de atenuación (como los de la Tabla N°1), y c) producción de las curvas que expresan la tendencia de exceder ciertos niveles del movimiento del suelo para un determinado periodo de retorno; la Fig. N° 9 (4) muestra un par de ejemplos de estas curvas. El análisis determinístico se selecciona un sismo de diseño y se determinan los movimientos del terreno en base a las leyes de atenuación y a las distancias al sitio de las fuentes sísmicas.

Aspectos Geológicos. Algunos de estos aspectos incluyen las fallas geológicas activas y no activas, los movimientos tectónicos, la edad, origen y tipo de depósitos de suelo o formaciones de roca, desplazamientos causados por licuación de arenas o densificación de suelos granulares, inestabilidad de laderas naturales o construcciones terreas (presas, terraplenes o rellenos artificiales), así como agrietamientos del suelo. Todos estos aspectos no solo tendrán influencia en la selección de alternativas de trazo (tratando de evitar todas aquellas zonas que indiquen inestabilidad, problemas constructivos o tratamiento de suelos), sino que algunos de ellos estarán directamente asociados a los desplazamientos permanentes del terreno.

En el caso de las fallas geológicas activas, es importante tener idea del desplazamiento esperado y su velocidad en el periodo que se considere de vida en la tubería, con el fin de construir juntas flexibles capaces de absorber dichos desplazamientos, hacer las instalaciones necesarias para que se tomen en cuenta el comportamiento del terreno; es común relacionar los desplazamientos de la falla con la magnitud de los temblores

esperados; la Fig. 10 da un ejemplo de esta relación. En el caso de fallas no activas, el suelo que rellena los lados de la falla puede representar un cambio en la rigidez del terreno de sustento, la cual se debe considerar en el análisis de la tubería.

La edad, el origen y las propiedades de resistencia al corte y compresibilidad de los depósitos de suelo, juegan un papel muy importante en la cuantificación del riesgo sísmico; así por ejemplo, las características de esfuerzo-deformación del suelo alrededor de la tubería son clave en la respuesta de la tubería sujeta a ondas sísmicas o a desplazamientos por fallas geológicas. La edad y el origen de los suelos están también directamente relacionados al fenómeno de la corrosión, el cual ha sido la causa de importante daño en varias tuberías de acero y fierro fundido, debido a la disminución del área transversal en las tuberías; bajo estas condiciones la tubería puede fallar más fácilmente ante la ocurrencia de un sismo.

El estudio de licuación de depósitos de arenas saturadas por efecto de las vibraciones sísmicas es de primordial importancia en los análisis de tuberías localizadas dentro o sobre tales depósitos, ya que grandes daños se han observado en numerosas tuberías como consecuencia de este fenómeno (OúRourke T., & Hamada M., 1992). Por esta razón se recomienda efectuar un estudio de susceptibilidad a la licuación cuando se tenga una tubería que cruza, sobreyase o esta dentro de esta clase de depósitos.

Existen básicamente dos técnicas para investigar el potencial de licuación producida por un temblor: 1) correlaciones empíricas de las condiciones del suelo y los movimientos estimados o medidos del terreno (ver por ejemplo la Fig. 11); 2) análisis dinámico de la respuesta del suelo junto con pruebas dinámicas del laboratorio en muestras de los depósitos de arena. Estas técnicas, junto con los métodos para mitigar el problema, se han venido mejorando significativamente en los últimos diez años, particularmente a partir del empleo de mesas vibratoras y los modelos centrífugos (Dobry, 1992; Fujii et al, 1992). Algunos de los métodos recientes para evaluar los movimientos que induce la licuación, incluyen los corrimientos laterales, las fallas por flujo, los hundimientos, las pérdidas por capacidad de carga y los efectos de flotación (Ishihara, 1992, 1990a, 1990b).

En lo referente al análisis sísmico para la estabilidad de taludes en áreas donde se localizan tuberías, existen dos tipos de procedimientos convencionales: 1) los métodos pseudoestáticos que representan los efectos sísmicos con una fuerza horizontal estática equivalente, actuando en el centroide de la masa potencial por deslizarse; 2) los métodos dinámicos que son más sofisticados y pueden involucrar el uso de la técnica del elemento finito. El primer tipo tiene la ventaja de su simplicidad, pero la seria limitación de no considerar el efecto de la variación de la intensidad y la dirección de la respuesta

sísmica del suelo con el tiempo (Seed, 1979b); el segundo tipo, aunque más complicado, es más realista y por tanto más recomendado.

CARACTERISTICAS DE LAS TUBERIAS

Desde el punto de vista sísmico, las tuberías se pueden agrupar en dos grandes grupos: las continuas y las segmentadas. Cada una tiene un comportamiento sísmico especial y se requiere un método de análisis diferente para cada caso.

Tuberías continuas

Estas tuberías se caracterizan en lo general por el hecho de absorber grandes deformaciones antes de fallar; tal es el caso de las tuberías de acero y las de polietileno. Esta clase de tuberías se modelan frecuentemente como vigas en un medio elástico o elasto-plástico.

Para el caso particular de las tuberías de acero, generalmente se supone que están soldadas a tope y construidas de acero clase X, con propiedades de esfuerzo-deformación en su eje longitudinal como las mostradas en la Fig. 12. Mas aún, se recomienda tratar de ponerlas siempre en tensión a fin de aprovechar la deformación inelástica cuando se mueven junto con el suelo; se toma en cuenta que el exceso de compresión las puede conducir a una falla local por aplastamiento en la pared de la tubería, evitando con ello aprovechar al máximo su ductilidad.

El criterio de diseño para tuberías de acero dúctil sujetas a movimientos de fallas geológicas, con frecuencia se especifica en términos de la máxima deformación tolerable. Las especificaciones para el diseño de obras hidráulicas en Japón (Specifications for Seismic Design of Waterworks of Japan, 1979), asignan el valor de 0.3% como la deformación permisible máxima para tuberías conductoras de agua, durante sismos excepcionalmente grandes, mientras que las especificaciones para el diseño sísmico de tuberías para gas altamente presurizado (Specifications for Seismic Design of High Pressure Gas Pipelines of Japan, 1982), recomienda que el valor permisible de la deformación será el menor de: 1%, o la deformación crítica por aplastamiento a la compresión.

Tuberías segmentadas

Las tuberías segmentadas están caracterizadas por estar formadas por varios tubos que se unen entre sí a través de juntas especiales; una junta típica de una tubería enterrada se muestra en la Fig. 13. Tomando en cuenta que son estas juntas los puntos más débiles de una tubería sujeta a movimientos sísmicos, según se deduce de los daños observados por varios investigadores (ASCE, 1983), resulta necesario enfocar el diseño sísmico de estas tuberías en el comportamiento de sus juntas.

Lo anterior no significa que las tuberías segmentadas no fallarán en alguna otra parte de la misma, sino que cuando menos el 90% de las veces las fallas ocurrirán en las juntas, independientemente del tipo de falla (propagación de ondas sísmicas, deformaciones permanentes del terreno, etc.). Por otro lado es a través de estas juntas donde se pueden absorber las deformaciones y fuerzas a las que la tubería está sujeta durante las vibraciones sísmicas, y es a través de ellas donde se puede inducir la flexibilidad o ductilidad requeridas para evitar el daño y las fugas que se han observado en área de alta intensidad sísmica.

El comportamiento sísmico de esta clase de tubería ha sido ya estudiado por varios investigadores, especialmente para el caso de tuberías de fierro dúctil y fierro fundido (Elmadi & OúRourke, 1989; Kubota, 1981; OúRourke, 1992).

Interacción suelo-tubería

El suelo que rodea a la tubería desempeña un papel muy importante en su comportamiento sísmico; a medida que es más blando o más suelto, se tendrán mayores asentamientos diferenciales debidos al proceso de la consolidación y mayor será la probabilidad de amplificación si se trata de arcillas, o de licuación si se trata de arenas. Sin embargo, cuando hablamos de la interacción suelo-tubería, generalmente suponemos que el suelo no falla, sino mas bien experimenta desplazamientos que pueden ser diferentes respecto a los de la tubería.

Para la estimación de los esfuerzos y las deformaciones de una tubería enterrada, es común la utilización del modelo elasto-plástico mostrado en la Fig. 14; como se puede observar en la Fig. 14b, este modelo queda definido por dos parámetros: a) la fuerza máxima por unidad de longitud, f_m , y b) la rigidez axial del resorte que representa al suelo, k . De esta última figura es el el desplazamiento relativo en el cual ocurre corrimiento entre el suelo y el tubo, y es igual a f_m/k .

La máxima fuerza axial por unidad de longitud f_m , que es la fuerza de fricción en el modelo de la Fig. 14, depende del tipo tipo de suelo que rodea al tubo y la forma en que se colocó; por ejemplo, el control en la compactación del relleno. Ésta fuerza se determina como sigue:

a) Suelos friccionantes. En este caso f_m depende del esfuerzo normal efectivo en la interface suelo-tubo, del ángulo de fricción efectivo ϕ entre el suelo y el material de la tubería, y del diámetro del tubo ϕ_p . Considerando que estamos en un problema de deformación plana y que el coeficiente de presión lateral k_0 para suelos compactados es aproximadamente igual a la unidad, el esfuerzo efectivo normal será simplemente igual a: $\sigma_v = \gamma_m H$.

donde $\bar{\sigma}_v$ es el esfuerzo vertical efectivo, γ_m es el peso volumétrico efectivo del suelo y H es la profundidad al centro del tubo. De esta manera para suelos friccionantes se tiene:

$$f_m = \bar{\sigma}_v \tan \phi \cdot \beta_p \text{ -----(1)}$$

b) Suelos cohesivos. El valor de f_m en este caso depende de la resistencia no drenada al corte del suelo S_u . Para arcillas normalmente consolidadas S_u da una buena estimación de la adherencia con el tubo; sin embargo, para arcillas preconsolidadas la adherencia es generalmente menor que la resistencia no drenada. Para suelos preconsolidados se recomienda usar como adherencia el valor de la resistencia no drenada de un suelo normalmente consolidado equivalente; Lambe & Withman (1969) recomiendan utilizar para este caso la resistencia no drenada obtenida de una probeta elaborada con suelo remoldeado y reconsolidada a $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_v$, en condiciones CU (consolidada - sin drenar). Así entonces, para suelos cohesivos $f_m = S_u \cdot \beta_p$.

Para las condiciones más generales del suelo, es decir, cuando el suelo que rodea la tubería tiene propiedades de fricción ($\tan \phi$) y cohesión (c), f_m estará dado por:

$$f_m = (c + \bar{\sigma}_v \tan \phi) \beta_p \text{ -----(2)}$$

donde c es la resistencia al cortante del suelo correspondiente a $\bar{\sigma}_v = 0$ en la curva de resistencia al corte.

En relación a la rigidez axial k, OúRourke & Nordberg (1991) llegaron a la conclusión de que se puede estimar con la siguiente expresión:

$$k = 2G \text{ -----(3)}$$

donde G es el módulo dinámico al cortante del suelo, obtenido para el nivel apropiado de las deformaciones del suelo.

Considerando ahora el desplazamiento relativo axial D_s , en la Fig. 15 se puede observar que, para distintos diámetros de tubo y distintos coeficientes de fricción μ en suelos sin cohesión ($\mu = \tan \phi$), este desplazamiento es generalmente menor a 0.15cm.

RESPUESTA DE LAS TUBERIAS A LAS ONDAS SISMICAS

Tuberías continuas rectas.

Si suponemos que la tubería enterrada está totalmente ligada al suelo que la rodea, no existirá desplazamiento relativo entre el suelo y el tubo, y la deformación máxima de la tubería (ϵ_m) será igual a la máxima deformación del terreno (ϵ_g), la cual está dada por:

$$\epsilon_g = \epsilon_m = \pm Vg/Cp \text{ -----(4)}$$

Vg es la velocidad máxima del terreno obtenida a través de una de las siguientes formas: a) del sismo de diseño, b) de la envolvente media o superior de los espectros de respuesta de la velocidad obtenidos de registros de varios temblores pasados (ver Fig. 16), o c) a partir de leyes de atenuación.

Cp es la velocidad de propagación aparente de ondas a lo largo del eje longitudinal de la tubería. Esta velocidad se puede estimar conociendo los periodos o frecuencias naturales de vibración del suelo y utilizando las curvas de dispersión como la mostrada en la Fig. 16 (11). Se puede también utilizar la envolvente inferior de la información presentada en la Fig. 17 (12), recomendada por The Seismic Design Guideline for Underground Power Cable Structures of Japan (1987).

La máxima curvatura del terreno está dada por:

$$R_g = A_g / C_s \text{ -----(5)}$$

y la máxima deformación por flexión de la tubería por:

$$\epsilon_b = \pm R_g \cdot r \text{ -----(6)}$$

donde Ag es la aceleración máxima del terreno, r es el radio de la tubería, y Cs es la componente transversal de la velocidad de propagación aparente de ondas; para fines prácticos Cs es igual a la velocidad de propagación de las ondas de cortante en el estrato superior del terreno.

En la práctica las deformaciones por flexión con frecuencia se desprecian, debido a que su magnitud resulta mucho más pequeña que las deformaciones axiales.

La suposición de que la tubería y el suelo están ligados y se mueven juntos resulta válida, solo para sismos de baja intensidad y para deformaciones del terreno $\epsilon_g \leq 10^{-4}$; sin embargo, para sismos intensos en que ϵ_g alcanza valores entre 10^{-3} a 10^{-2} , la posibilidad de deslizamiento entre tubo y suelo aumenta.

Para el caso en que exista deslizamiento en una longitud l de una tubería continua, la deformación en el tubo inducida por el movimiento sísmico se determina multiplicando la deformación del terreno por un coeficiente de transferencia o factor de reducción (cuyo valor se da más adelante). La longitud l en la que ocurre el deslizamiento máximo esta dado por:

$$l = \epsilon_g EA / f_m \text{ -----(7)}$$

donde A es el área transversal de la tubería, E es el módulo de Young en el material de la tubería, y fm es la máxima fuerza de fricción por unidad de longitud en el tubo (ver Ec. 2).

Es práctica común suponer que el deslizamiento toma lugar cuando el esfuerzo cortante del suelo, τ_{cr} , alcanza el valor correspondiente a una deformación al cortante $\gamma_{cr} = 10^{-3}$ en la vecindad inmediata a la superficie del tubo; es decir $\tau_{cr} = G \cdot \gamma_{cr}$. Bajo estas condiciones, cuando se considera un segmento de tubo de longitud λ (una longitud de onda), la distribución de los esfuerzos cortantes a lo largo de la interface de la tubería es la que se muestra en la Fig. 19 .

CRITERIO DE DISEÑO

a) Tuberías rectas

Después de determinar el diámetro y el espesor de la tubería de acuerdo al volumen específico y la presión interna del líquido que se transporta, se debe verificar que las deformaciones (o desplazamientos) que se producen en la tubería como consecuencia del efecto de los sismos, no exceda del valor permisible. Para calcular estas deformaciones que un sismo produce, se siguen los siguientes pasos recomendados por el manual *Criteria of Earthquake-Proof Measures For a Water Supply System* del Japan Water Works Association, 1988. Véase también K.Taki et al, 1983.

1-. Determinación de la intensidad sísmica horizontal. Esta intensidad se obtiene usando el método del coeficiente sísmico de la siguiente manera:

$$k_h = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot k_o \text{ -----(8)}$$

donde k_h es el coeficiente horizontal sísmico de diseño; k_o es el *coeficiente horizontal sísmico estandar de diseño* de valor igual a 0.2 o mayor; Δ_1 es un coeficiente sísmico correctivo de la zona (Fig. #19); Δ_2 es un coeficiente correctivo que depende de las condiciones del terreno en el sitio (ver Tabla III); Δ_3 es un coeficiente que depende de la calidad de la estructura y el método de construcción usado (generalmente $\Delta_3 = 1$, aunque se puede reducir a 0.5)

2-. Cálculo del desplazamiento del terreno utilizando la fórmula:

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T_g k_h \cos \frac{\pi x}{2H} \text{ -----(9)}$$

S_v = velocidad de respuesta normalizada, en cm/seg. (Ver Fig. 15)

T_g = periodo natural de la capa superficial de suelo que se puede calcular como sigue:

$$T_g = 4H / S_v \text{ -----(10)}$$

H representa el espesor de la capa superficial de suelo.

k'_h es el coeficiente sísmico de la roca basal, y es igual a $(3/4)\Delta_1 k_o$; para $k_o = 0.2$, y $\Delta_1 = 1$, $k'_h = 0.15$

x es la profundidad de instalación de la tubería.

ver J S C E ----)

De acuerdo al *método de deformación sísmica*, cuando se trata de una tubería continua, el cálculo de los esfuerzos se hace como sigue:

Esfuerzo axial δ_L (kg/cm²):

$$\delta_L = \alpha_1 \cdot \frac{\pi U_h}{\lambda} E \text{ -----(11)}$$

λ (longitud de onda) = c.T -----(12)

c (velocidad de propagación) está dada por las Figs 16 o 17

$\alpha_1 = \frac{1}{1 + (2\pi/\eta_1 \lambda')^2}$ -----(13) es el factor de reducción o coeficiente de transferencia.

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{K_{g1}}{EA}} (1/cm)$$

λ' (velocidad aparente de onda) = $\sqrt{2\lambda}$ (cm) -----(14)

K_{g1} es la rigidez longitudinal del suelo; esta rigidez esta dada por la Ec. #3. Un valor constante de $K_{g1} = 0.6$ kgf/cm³ y $\tau_{cr} = 0.1$ kgf/cm²

(τ_{cr} es el esfuerzo cortante crítico), se recomiendan para tuberías de gas con presión alta (Taki et al, 1988).

Esfuerzo de flexión δ_n (kg/cm²)

$$\delta_n = \alpha_2 \frac{2\pi^2 DU_h E}{\lambda^2} \text{-----(15)}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + (2\pi/\eta_2 \lambda)^4} \text{-----(16)}$$

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{K_{g2}}{EI}} \quad (1/cm)$$

K_{g2} = es la rigidez transversal del suelo (prácticamente $\approx K_{g1}$)

I es el segundo momento de inercia del tubo (cm⁴).

Esfuerzos compuestos:

$$\delta_x = \sqrt{\gamma \delta_L^2 + \delta_n^2} \text{-----(17)}$$

γ es el factor que considera la dirección de las ondas inducidas; varía de 1.0 a 3.12 (ver la Tabla IV).

b) Codos y T's

Son en este tipo de conexiones donde los riesgos de concentraciones de deformación y deslizamientos entre tubo y suelo son mayores, teniendo como resultado importantes daños estructurales en estas partes.

En el análisis de los efectos sísmicos en estos dos tipos de elementos se considera que la tubería es una viga infinitamente larga, compuesta de material elástico lineal, y que el suelo se puede representar por un modelo elastoplástico en la dirección axial y elástico en la dirección transversal.

a) Codos. Observando la Fig. # ^{2/}19, donde se representa el mecanismo de deformación de la tubería cuando la dirección de una onda

sísmica coincide con la dirección del elemento #1 de esa figura, se puede ver que el desplazamiento relativo ΔR , entre el suelo y ese elemento, está dado por:

$$\Delta R = \Delta_{\text{suelo}} - \Delta e1 \text{ -----(18)}$$

donde Δ_{suelo} se puede estimar con la Ec. #9 y $\Delta e1$ se obtiene de la interacción suelo-tubo a lo largo de la longitud L' y la fuerza axial $S1$ en el elemento 1; en el caso de que no haya deslizamiento esta fuerza es igual a:

$$S1 = \epsilon_g EA - f_m L' \text{ -----(19)}$$

La longitud de deslizamiento efectiva se puede calcular mediante la siguiente expresión (T. O'Rourke et al, 1985)

$$L' = \frac{4 EA \bar{\beta}}{3 k} \left(\sqrt{1 + \frac{3 \epsilon_g k}{2 f_m \bar{\beta}}} - 1 \right) \text{ -----(20)}$$

en la cual $\bar{\beta} = (k/4EI)^{1/4}$, $k = k_s D$, y k_s es el módulo de reacción del suelo.

Partiendo de un análisis estructural elemental, se puede demostrar que la fuerza cortante en el elemento #2, $S2$, y el momento flexionante M , están dados respectivamente por las siguientes expresiones:

$$S_2 = S_1/3 \text{ -----(21)}$$

y
$$M = S_1/3 \bar{\beta} \text{ -----(22)}$$

b) T's. Haciendo referencia a la Fig.# ²² 21 y siguiendo el mismo procedimiento utilizado en los codos, la fuerza $S1$ y el momento flexionante M se obtienen de las siguientes expresiones:

$$S_1 = (\epsilon_g EA - f_m L')/2 \text{ ----- (23)}$$

donde
$$L' = \frac{1}{2} \frac{EA\bar{\beta}}{k} \left(\sqrt{1 + \frac{4\varepsilon_g k}{f_m \beta}} - 1 \right) \text{-----}(24)$$

y
$$M = S_1 / 2 \bar{\beta} \text{-----}(25)$$

Shinozuka & Koike (1979) presentan un análisis más refinado para el cálculo del desplazamiento del suelo (Δ_{suelo}), el cual se obtiene a partir de la función de desplazamiento en el campo libre en el punto $x = \lambda/4$.

En las expresiones anteriores no se tomó en cuenta el cambio que puede ocurrir en el ángulo de un codo; en caso de que se requiera considerar dicho cambio, se recomienda ver el método que presenta Taki et al (1988).

Deformación permisible.

La deformación permisible se determina a partir de la curva de fatiga para diseño mostrada en la Fig. #22³, en la cual el número de ciclos "N" se obtiene de una manera semiempírica, usando para ello los registros de los sismos más fuertes del área (Taki et al, 1988). Tomando en cuenta que este valor de "N" se encuentra entre 40 y 50, el valor permisible de la deformación de 1% en el acero es utilizado para las tuberías de alta presión en el Japón.

En el caso de tuberías rectas la deformación permisible debe ser menor a 1% o la permisible por pandeo, ya que el pandeo por compresión axial en regiones plásticas se puede originar con deformaciones menores a 1%, dependiendo de la relación Dm/t , en la cual t es el espesor de la pared del tubo y Dm es el diámetro interior del tubo. La deformación por pandeo se estima con la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{4}{3} \sqrt{n} \frac{t}{D_m} \text{-----}(26)$$

en la cual $n = 0.11$; usando un factor de seguridad de 1.25, esta deformación por pandeo es igual a $35(D_m/t)\%$.

Si por alguna circunstancia el valor permisible de la deformación es excedido, será necesario instalar apropiadamente una junta flexible que se pueda expandir y se deberá procurar reducir los esfuerzos y las deformaciones.

Tuberías segmentadas

De acuerdo con las normas japonesas dictadas por *The Technical Standard of Earthquake-Proof Joints for Buried Pipelines*, el procedimiento que se sigue para el diseño es el siguiente:

- 1- Selección del trazo de la tubería
- 2-. Investigación acerca de las condiciones sísmicas y del suelo
- 3-. Definición de la intensidad del sismo de diseño.
- 4-. Cálculo de la resistencia sísmica.
- 5-. Selección del tipo de juntas.

Una vez que el diámetro y el espesor de la pared de la tubería se ha calculado en función de la presión interna, la presión exterior debida a la carga del suelo que le sobreyase, los efectos de compresión-extensión por la temperatura, los asentamientos diferenciales, etc., se hace la revisión por el efecto sísmico; para ello se calcula la deformación del terreno debido a las fuerzas sísmicas y se obtienen los esfuerzos axiales, los movimientos relativos de expansión-contracción de las juntas y el ángulo de rotación en cada junta. Este procedimiento simple se conoce como el *método de respuesta de los desplazamientos*.

El método para obtener el momento relativo longitudinal y para un tubo a una junta, utilizando las mismas expresiones de tuberías continuas: esta (Ecs 8 a la 16) aplica con particular interés al desplazamiento relativo entre suelo y tubería; suponiendo que los tubos son rígidos, se considera que la deformación del terreno se concentra alrededor de las juntas, de manera que las juntas de expansión...

Las normas japonesas dadas por Specifications for Seismic Design of Waterworks of Japan (1979), recomiendan el uso de un método para corregir los esfuerzos en los tubos enterrados que están conectados entre si a través de juntas flexibles/expandibles. El coeficiente correctivo se calcula usando la relación de la longitud del tubo sobre la longitud de onda del movimiento sísmico, y la relación de la rigidez del tubo enterrado sobre el coeficiente de reacción del suelo. La Fig. # 23 muestra un ejemplo de este cálculo;

La Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE, 1988), recomienda determinar el desplazamiento de cada tubo usando un factor de corrección similar al utilizado en tuberías continuas, y considerando las siguientes dos condiciones: 1) que existe una fuerza resistente en cada junta, y 2) que esa fuerza es nula; para cada caso la JSCE presenta las fórmulas correspondientes.

Si suponemos que: a) los tubos son infinitamente rígidos, b) las fuerzas en las juntas son despreciables, y c) la longitud de las ondas sísmicas exceden significativamente la longitud de cada tubo, el desplazamiento promedio relativo de una junta U_p , y el giro θ_p , se obtienen de la siguiente manera:

$$U_p = \epsilon_g L = \frac{v_{max} L}{C_p} \text{ ----- (27)}$$

$$\theta_p = R_g L = \frac{a_{max} L}{C_s^2} \text{ ----- (28)}$$

Las expresiones anteriores son adecuadas para sistemas de tuberías segmentadas rectas, con juntas flexibles; para el caso de juntas rígidas estas expresiones dan un valor medio de los desplazamientos relativos y giros (ASCE, 1991), pudiendo sin embargo subestimar algunos de los desplazamiento reales en varias de las juntas (O'Rourke y Elmadi, 1989).

Un método más sofisticado pero más realista representa al sistema suelo-tubo-junta como se muestra en la Fig. #24, en el cual los tubos

se suponen infinitamente rígidos, pero las juntas y el suelo se modelan mediante resortes y amortiguadores elásticos lineales. Utilizando este procedimiento el grupo de RPI (Rensselaer Polytechnic Institute) ha presentado varias soluciones numéricas para tuberías de fierro dúctil, fierro fundido, y de concreto (Wang, 1978; O'Rourke & Elhadi, 1989; O'Rourke & Bouabid 1992).

En cualquiera de los casos, se debe verificar la seguridad de la estructura de las juntas en la dirección axial, a fin de conocer si la extensión total y el ángulo de giro debido a las fuerzas sísmicas están dentro de los valores tolerables. Si tales valores se sobrepasan, se deben recomendar juntas capaces de absorber tales deformaciones.

TABLE I
REPRESENTATIVE ATTENUATION LAWS

Reference	Attenuation Equations ^a																												
[125]	$a = 1080 (r + 25)^{-1.32} \exp(0.5 m)$ <p>a in gals r = hypocentral distance (km) m = magnitude</p>																												
[126]	$\ln y = a + \beta m + \gamma \ln r + \delta s$ <p>(4.5 ≤ m ≤ 7.7)</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 10px;"> <thead> <tr> <th></th> <th>y</th> <th>a</th> <th>β</th> <th>γ</th> <th>δ</th> <th>Standard Errors</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>a (cm/s²)</td> <td>3.40</td> <td>0.89</td> <td>-1.17</td> <td>-0.20</td> <td>0.62</td> <td></td> </tr> <tr> <td>v (cm/s)</td> <td>-1.00</td> <td>0.07</td> <td>-0.96</td> <td>0.07</td> <td>0.64</td> <td></td> </tr> <tr> <td>d (cm)</td> <td>-2.72</td> <td>1.00</td> <td>-0.63</td> <td>0.12</td> <td>0.69</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>m = magnitude; r = hypocentral distance (km); s = 0 and 1 for rock and soil sites, respectively</p>		y	a	β	γ	δ	Standard Errors	a (cm/s ²)	3.40	0.89	-1.17	-0.20	0.62		v (cm/s)	-1.00	0.07	-0.96	0.07	0.64		d (cm)	-2.72	1.00	-0.63	0.12	0.69	
	y	a	β	γ	δ	Standard Errors																							
a (cm/s ²)	3.40	0.89	-1.17	-0.20	0.62																								
v (cm/s)	-1.00	0.07	-0.96	0.07	0.64																								
d (cm)	-2.72	1.00	-0.63	0.12	0.69																								
[127]	$\log a = -1.02 + 0.249 m - \log r^{\alpha} - 0.00255 r^{\alpha} + 0.26 p$ <p>(5.0 ≤ m ≤ 7.7; r^α = √(h² + 7.3²))</p> $\log v = -0.67 + 0.489 m - \log r^{\alpha} - 0.00256 r^{\alpha} + 0.17 s + 0.22 p$ <p>(5.0 ≤ m ≤ 7.3; r^α = √(h² + 4.0²))</p> <p>m = moment magnitude; p = 0 and 1 for 50% and 84% values, respectively; s = 0 and 1 for rock and soil sites, respectively; a in g-units and v in cm/sec; h = the closest-distance to surface projection of rupture surface (km)</p>																												
[128]	$a = 0.0185 \exp(1.28 m) [h_1 + 0.147 \exp(0.732 m)]^{-1.75}$ <p>5.0 ≤ m ≤ 7.7</p> <p>a in g-units; m = magnitude; h₁ = the closest distance to surface of fault slippage (km)</p>																												

^aThe parameters a, v, and d refer to peak ground acceleration, velocity, and displacement, respectively.

Table II. V_{max}/A_{max} ratios

Material	$V_{max}/A_{max} \frac{\text{cm/sec}}{g} \left(\frac{\text{in/sec}}{g} \right)$		
	Nemark ¹⁹	Seed <i>et al.</i> ²⁷	Ayala and Rascon ²
Rock	61 (24)	66 (26)	—
Stiff soil	—	114 (45)	—
Deep cohesionless	—	140 (55)	—
Alluvium	122 (48)	—	—
Mexico City clay	—	—	304 (119)

Table III Corrective Coefficient A_s

Classification	Ground Condition	Coefficient
1st	(1) Ground before the Tertiary period (2) Depth of alluvial deposit up to rock bed is 10 m below	0.9
2nd	(1) Depth of alluvial deposit up to rock bed is 10 m above (2) Depth of alluvial deposit up to rock bed is 10 m below	1.0
3rd	Depth of alluvial deposit is 25 m below and depth of soft deposit is 5 m below	1.1
4th	Others	1.2

Table IV Directions of Input Waves and the Combination of Seismic Waves Used for Stress/Strain Calculation of Buried Pipes

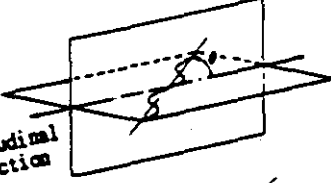

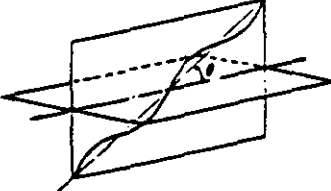
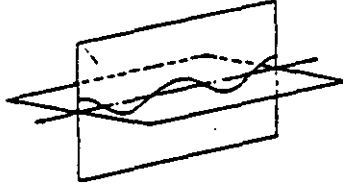
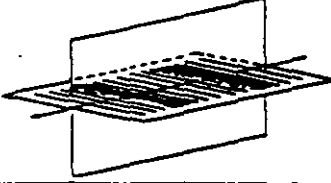
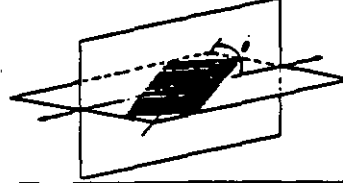
guideline	seismic waves used for calculation of stress/strain due to axial force			seismic waves used for calculation of stress due to bending moment		
	syble	type of seismic wave	input angle(θ)	syble	type of seismic wave	input angle(θ)
OILP NADM WATER	σ_L	Type-A	+45°	σ_B	Type-D	0°
		Type-A	-45°			
		Type-B	+45°			
		Type-B	-45°			
σ_x : composite stress $\sigma_x = \sqrt{\tau \sigma_L^2 + \sigma_B^2}$ OILP --- $\tau = 3.12$ NADM WATER -- $\tau = 1.0 \sim 3.12$						
GASH	ϵ_{P1}	Type-C	0°	—	—	—
	ϵ_{P1} : stress of straight pipe in the homogenous ground					
POWER	$\bar{\sigma}_L$	Type-C	0°	σ_B	Type-D	0°
	σ_L	Type-A	+45°	$\bar{\sigma}_B$	Type-F	+45°
		Type-A	-45°		Type-F	-45°
	σ_P : stress due to axial force $\sigma_P = \sqrt{2 \sigma_L^2 + \sigma_L^2}$			σ_B : stress due to bending moment $\sigma_B = \sqrt{\sigma_B^2 + 2 \sigma_B^2}$		
σ : composite stress $\sigma = \sqrt{\sigma_P^2 + \sigma_B^2}$						
Type-A  longitudinal direction			Type-D  longitudinal direction			
Type-B 			Type-E 			
Type-C 			Type-F 			



Fig. 2. Falla tipo "telescopiado" en una junta "lock joint" ocurrida en la ciudad de México durante los sismos de 1985.

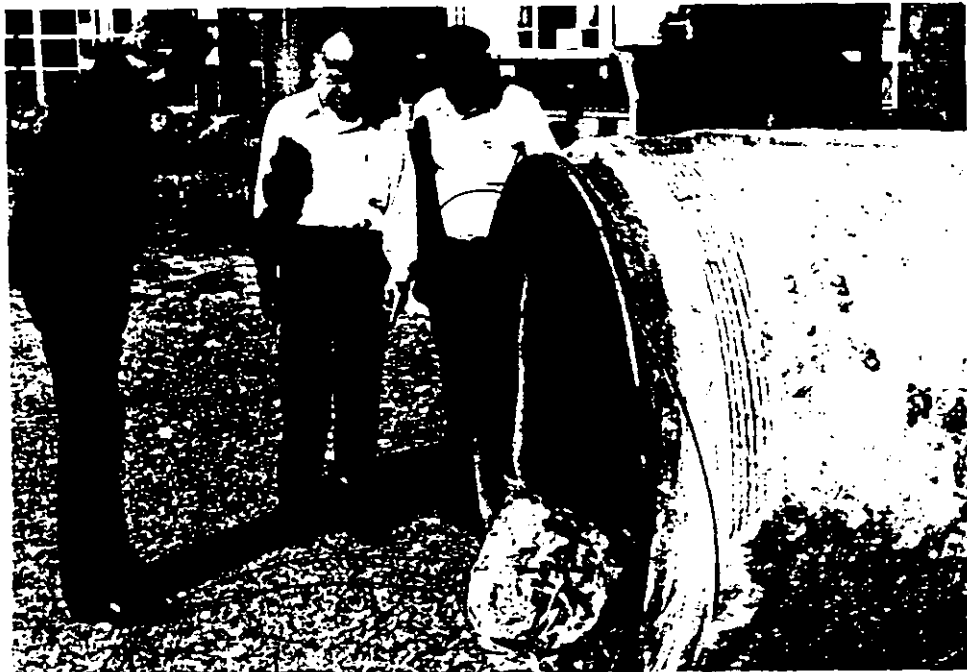


Fig. 3. Detalle de una junta "lock joint" fallada durante los sismos de 1985 en la ciudad de México.



Fig. 4. Falla de una tubería de concreto de 1.80 m de \emptyset en el Acueducto Lázaro Cárdenas, en Sept. de 1985.



Fig. 5. Desinstalación de 1700 m de tubería por daños causados en el Acueducto Lázaro Cárdenas, Sept. de 1985.

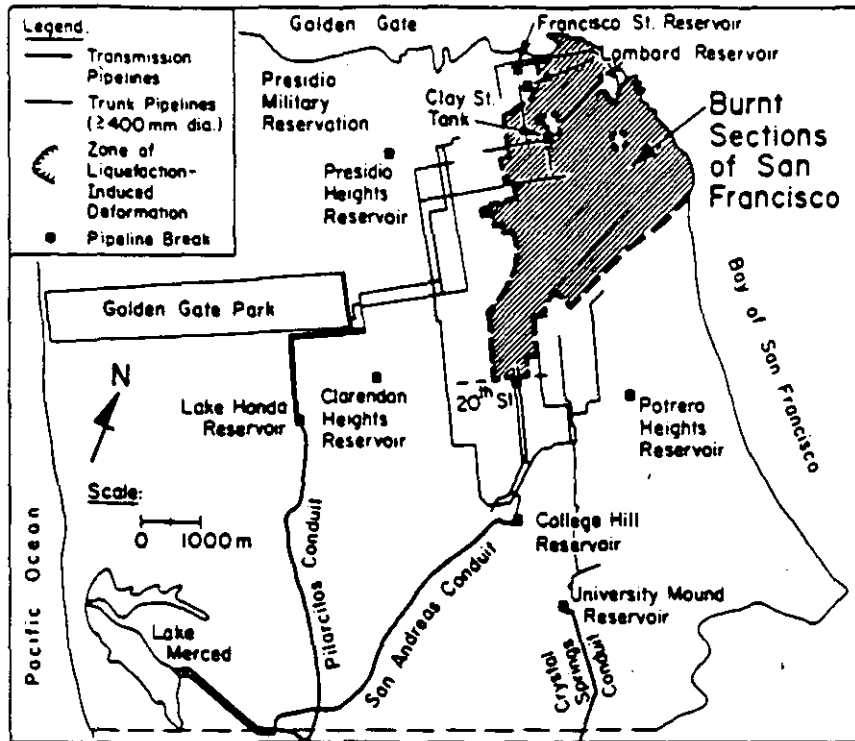


Figure 1a. San Francisco Water Supply and Area Burned During the Fire

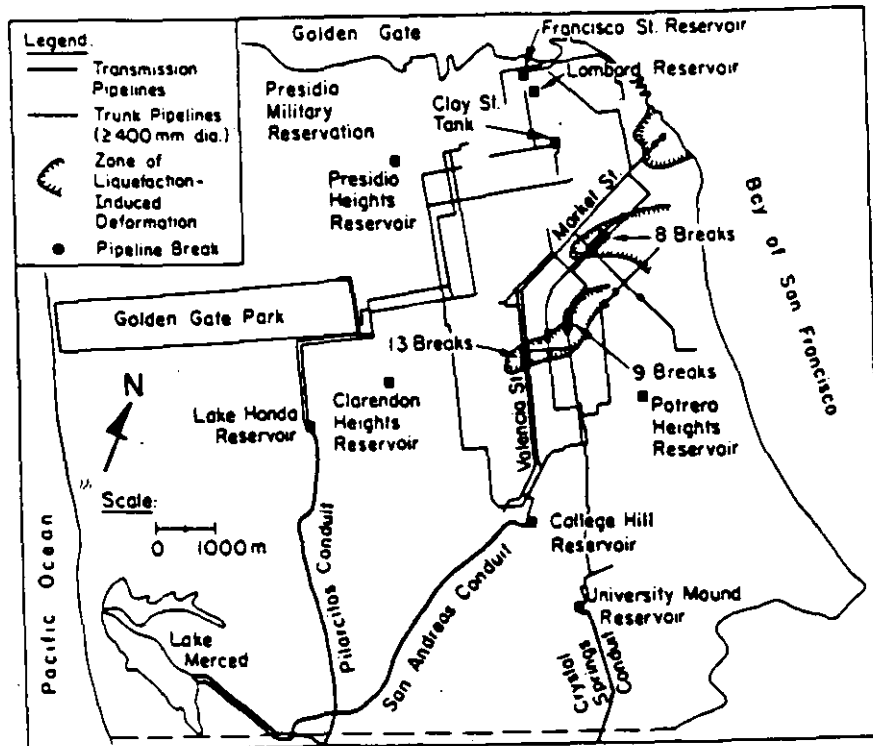


Figure 1b. 1906 Water Supply Within San Francisco City Limits

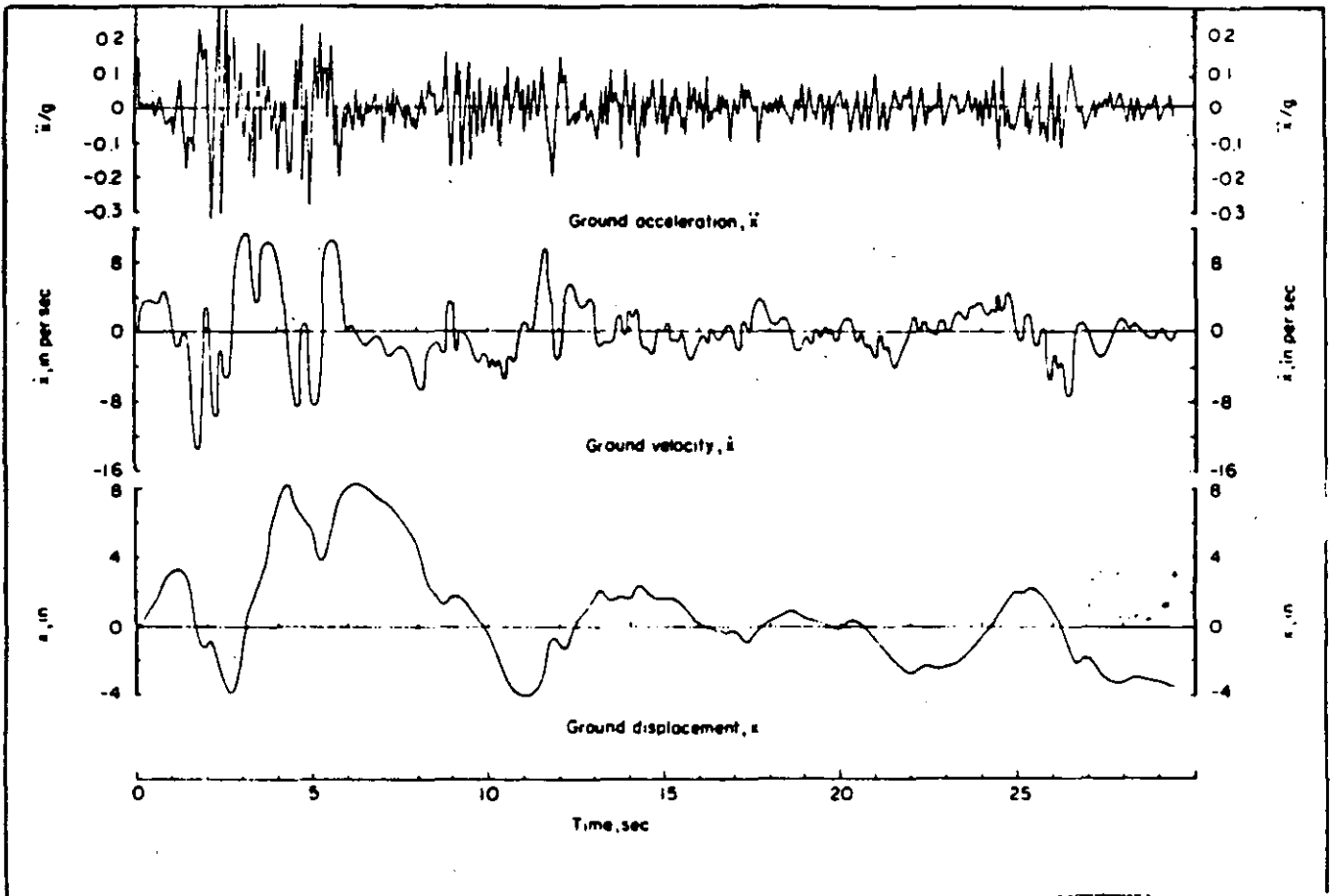


FIGURE 6 GROUND ACCELERATION, VELOCITY, AND DISPLACEMENT,
 EL CENTRO, CALIF., EARTHQUAKE OF MAY 18, 1940, N-S COMPONENT

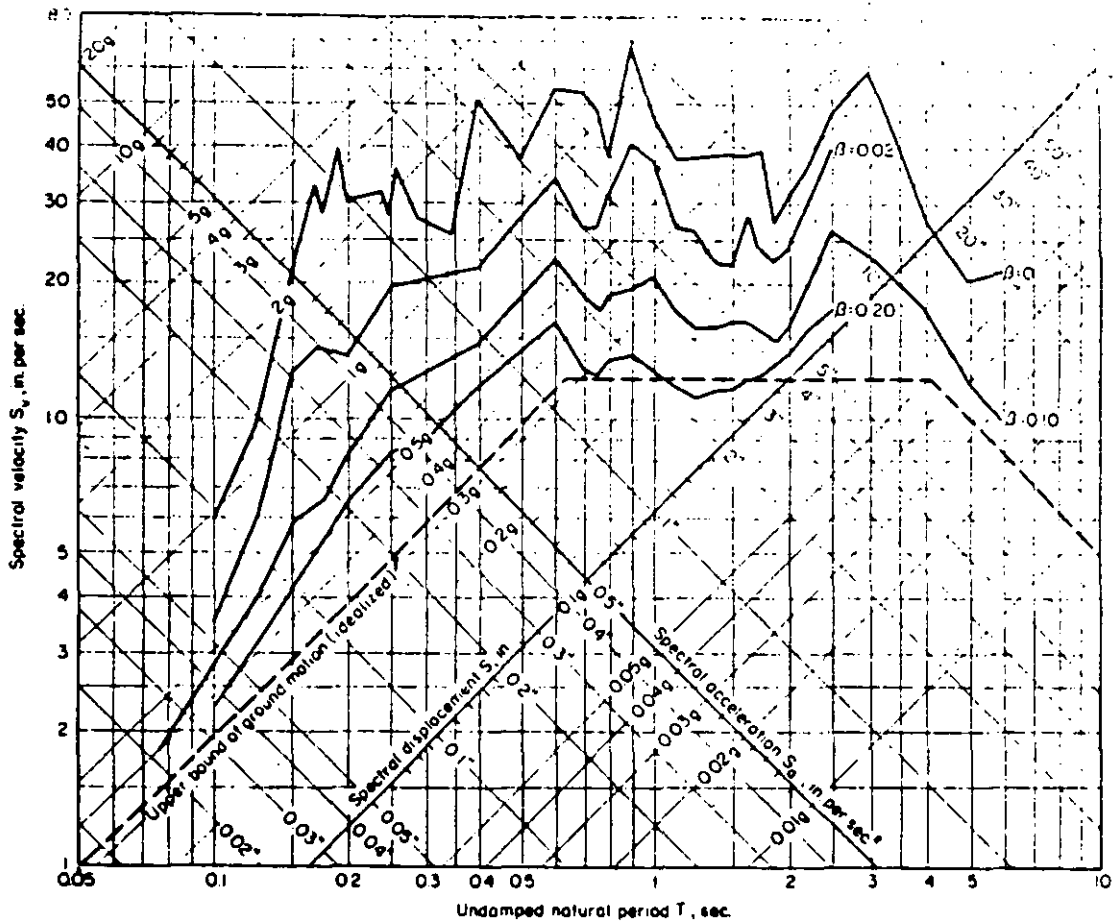
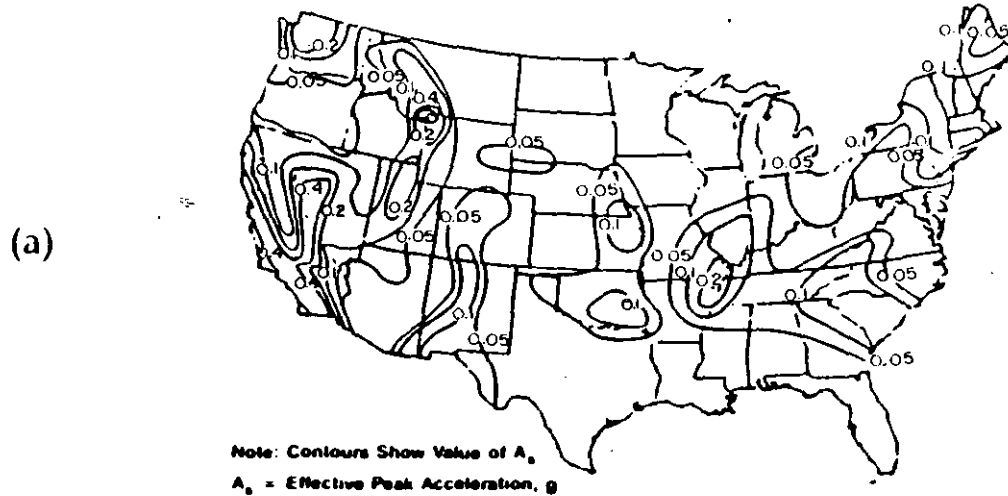
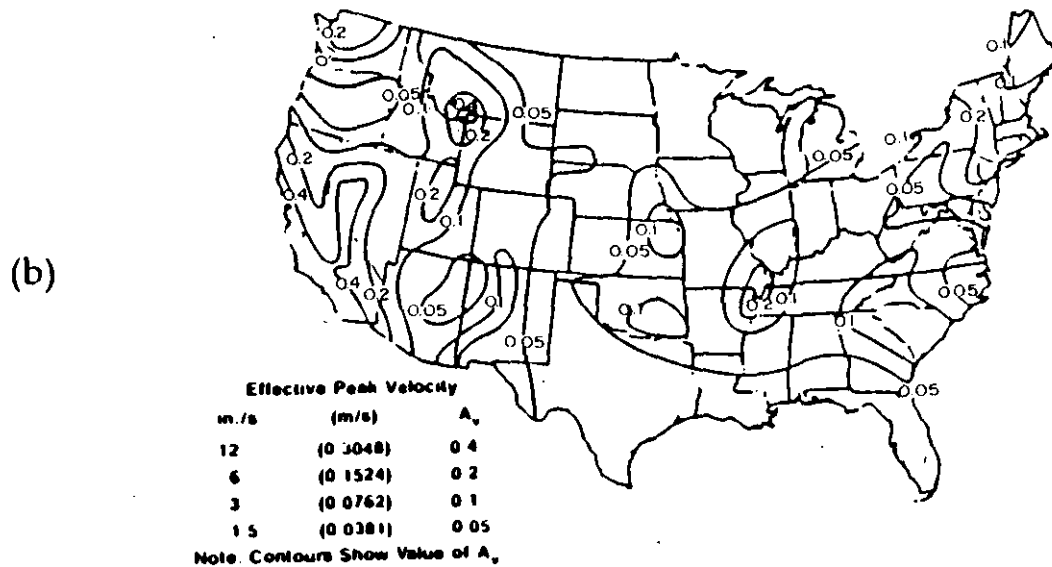


FIGURE 7 RESPONSE SPECTRA FOR ELASTIC SYSTEMS,
1940 EL CENTRO EARTHQUAKE

FIGURE 8



(A) EFFECTIVE PEAK ACCELERATION



(B) EFFECTIVE PEAK VELOCITY

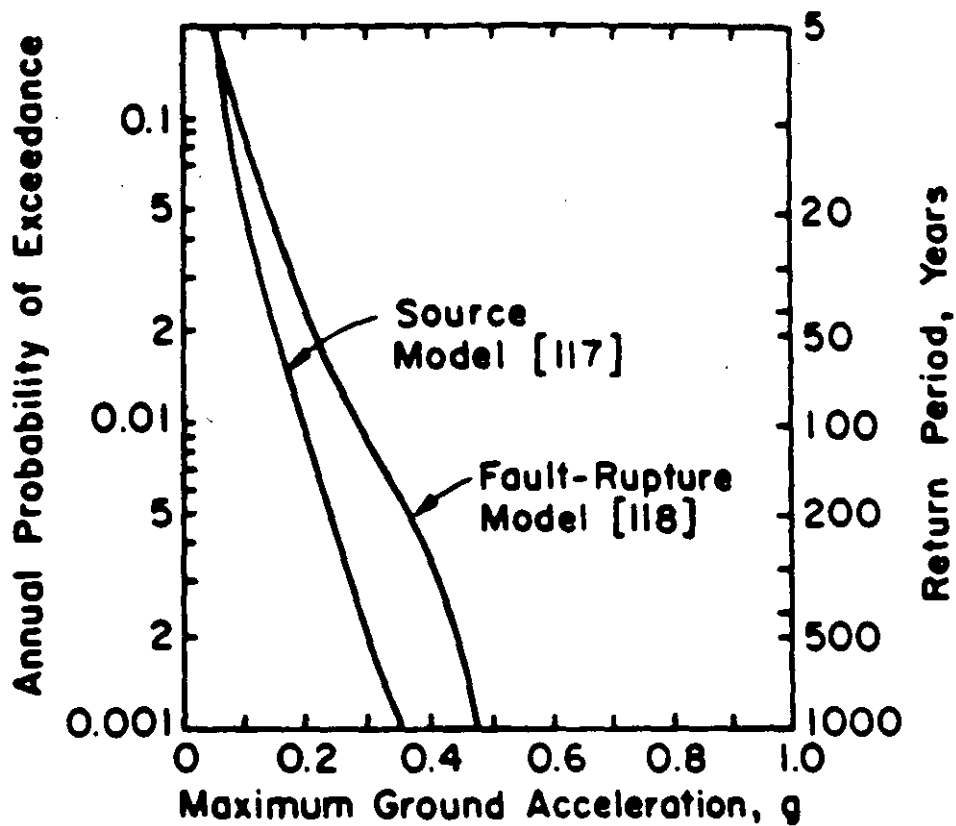
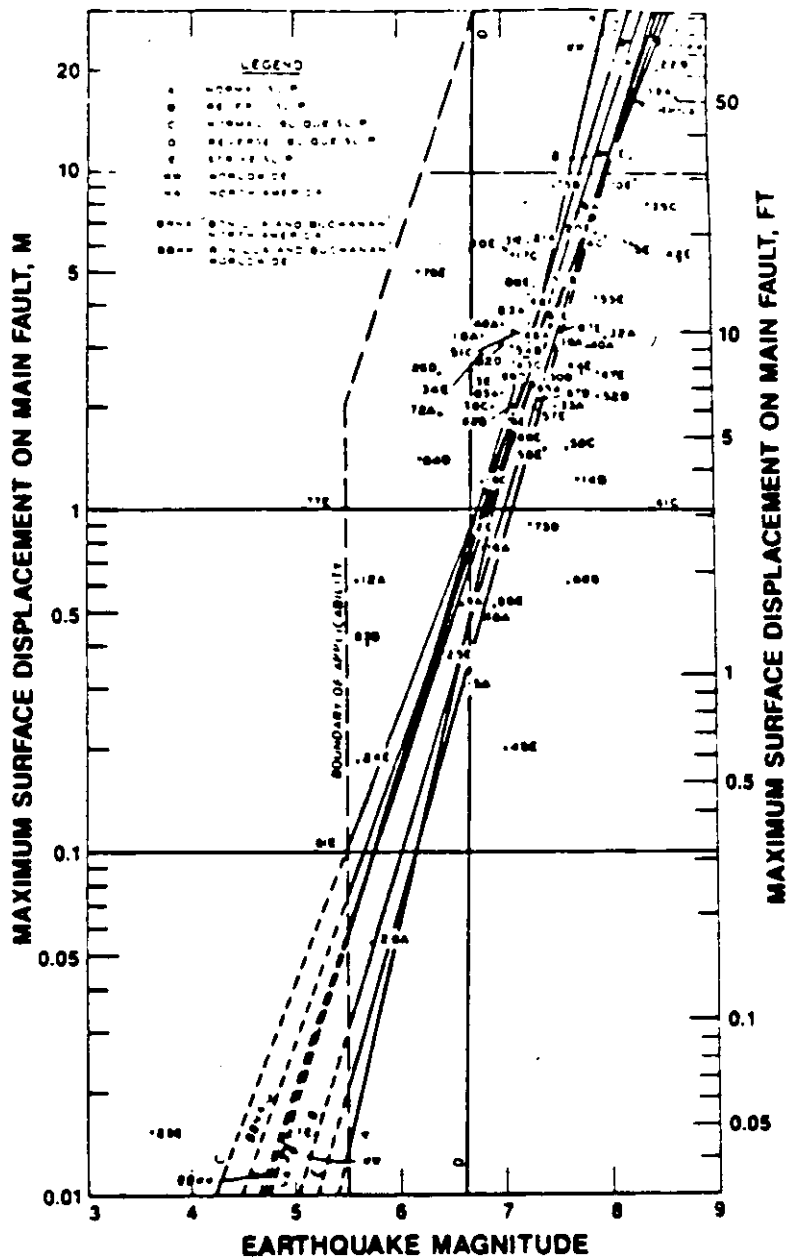


FIG. 9 ANNUAL PROBABILITY OF EXCEEDINGS FOR THE CITY OF SAN FRANCISCO [118]
 (Courtesy of the Seismological Society of America)

FIGURE 10



Maximum Surface Fault Displacement on Main Fault as Related to Earthquake Magnitude

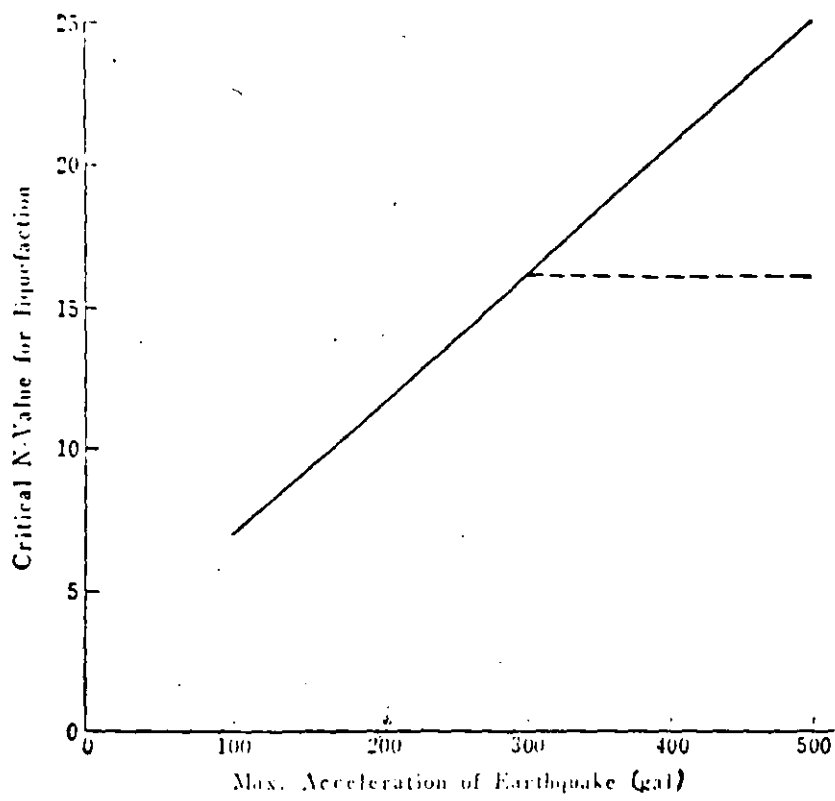


Fig. 11 Critical N-value for liquefaction

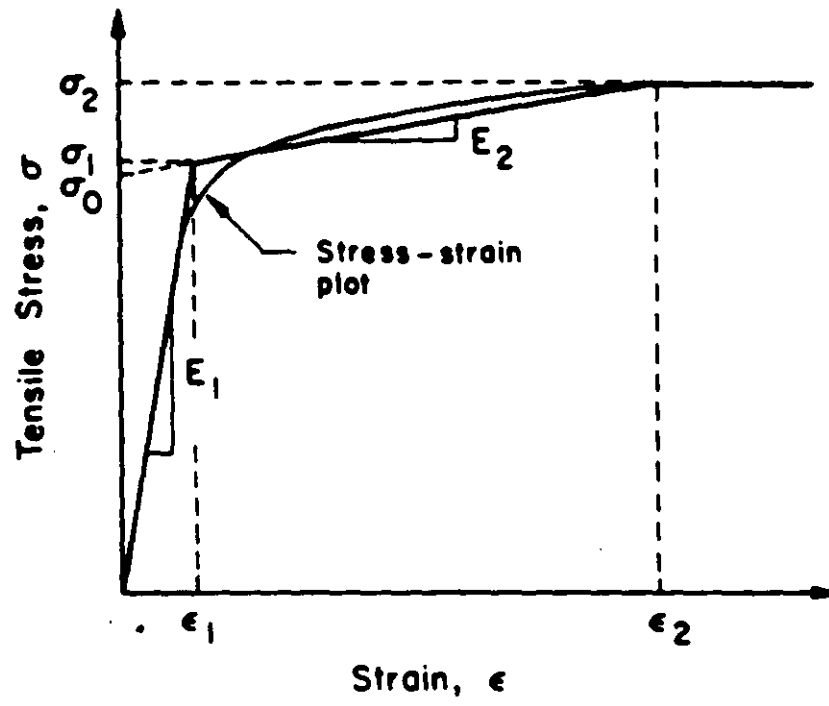


FIG. 12 TENSILE STRESS-STRAIN PLOT FOR X-GRADE STEEL

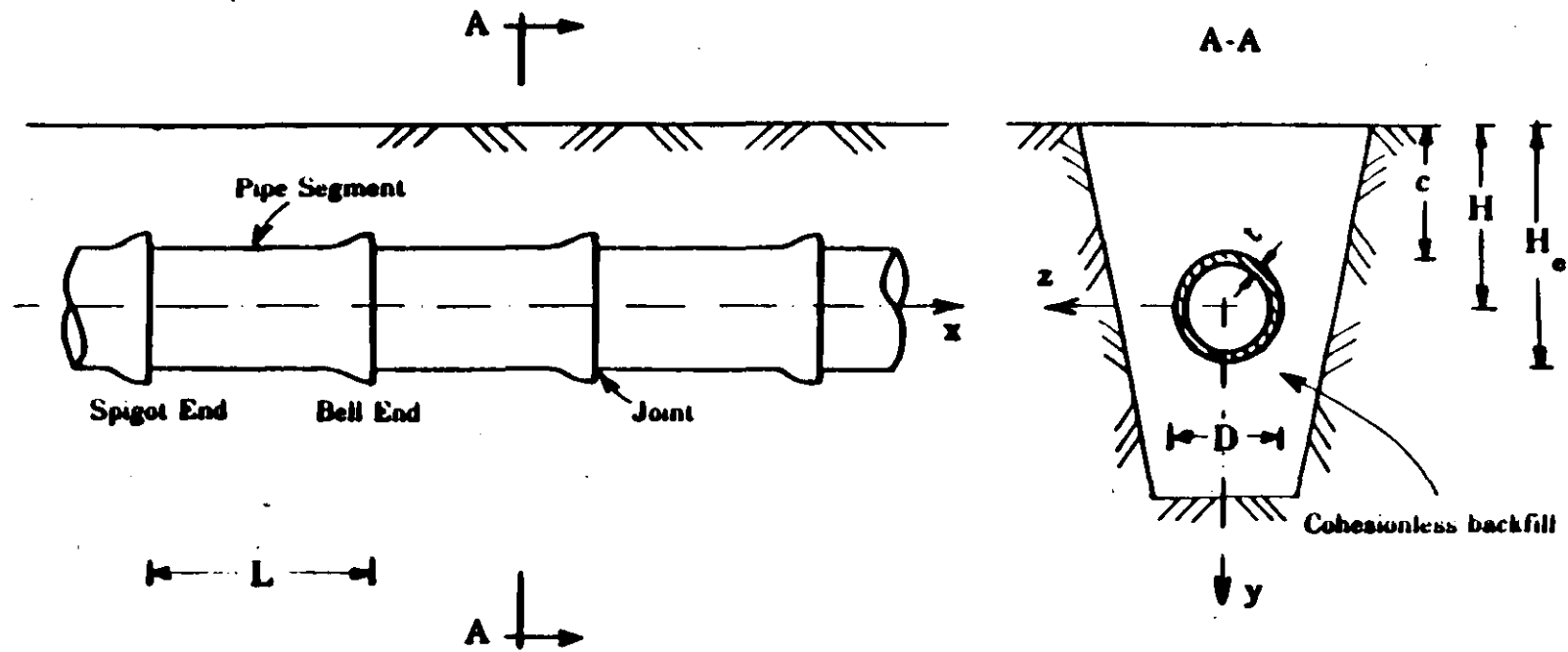


Figure 13 Schematic of a Straight Jointed Buried Pipeline

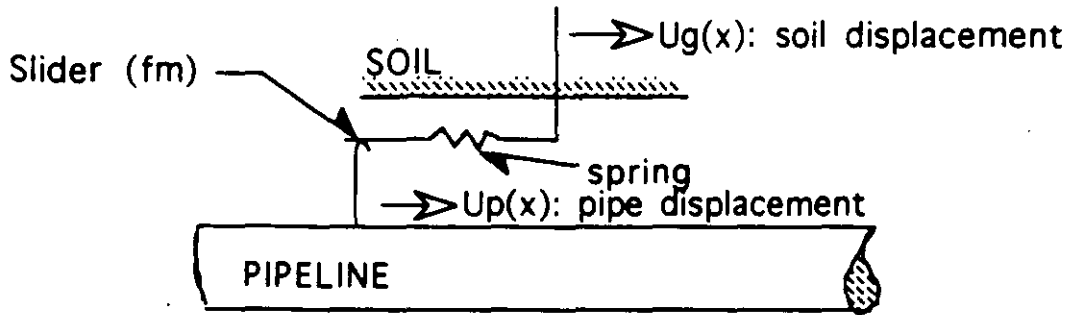


Fig. 14a Elastic spring/slider model for axial soil-pipe interaction

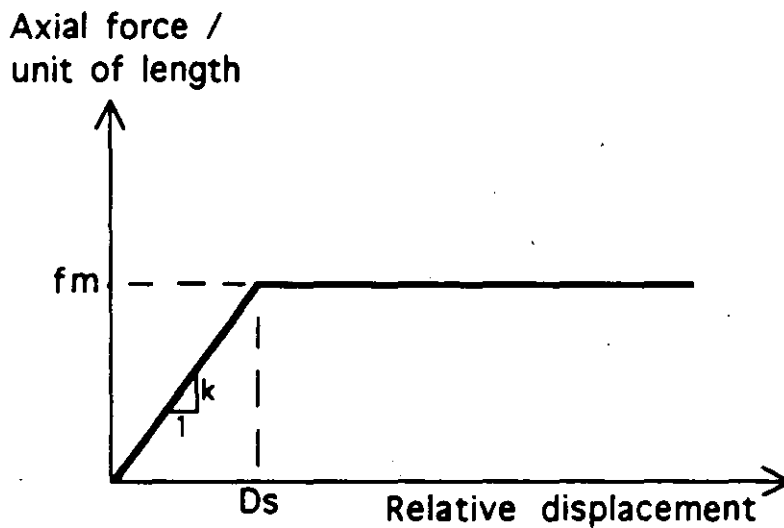
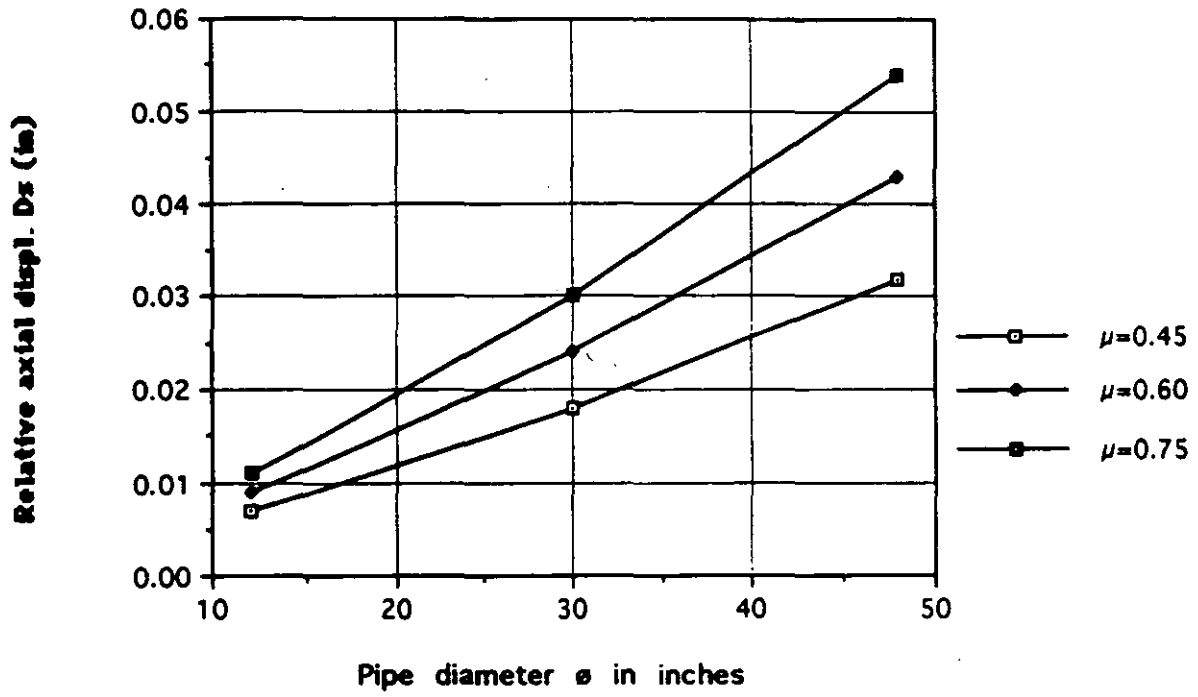


Fig. 14b.-Axial force per unit of length at the soil-pipe interface

NOTE: D_s is the relative displacement at which slippage between the pipe and the soil occurs

Fig. 15 RELATIVE AXIAL DISPLACEMENT, D_s , for $H=6ft$



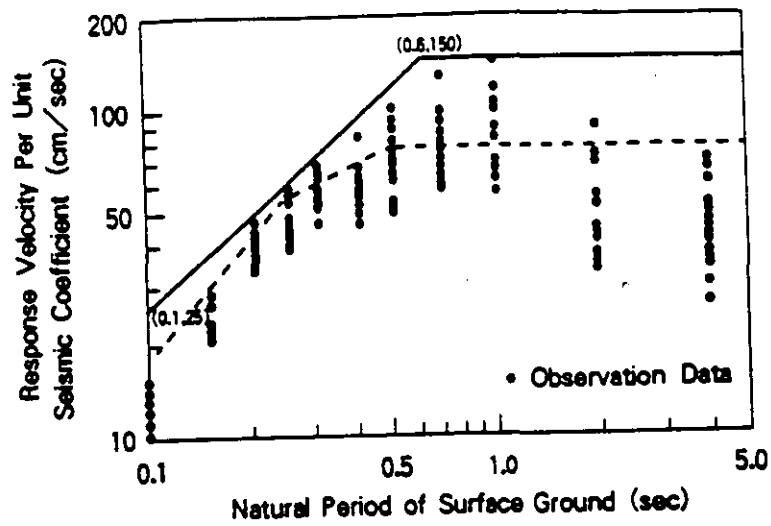


Fig. 16 Response Velocity per Unit Seismic Coefficient

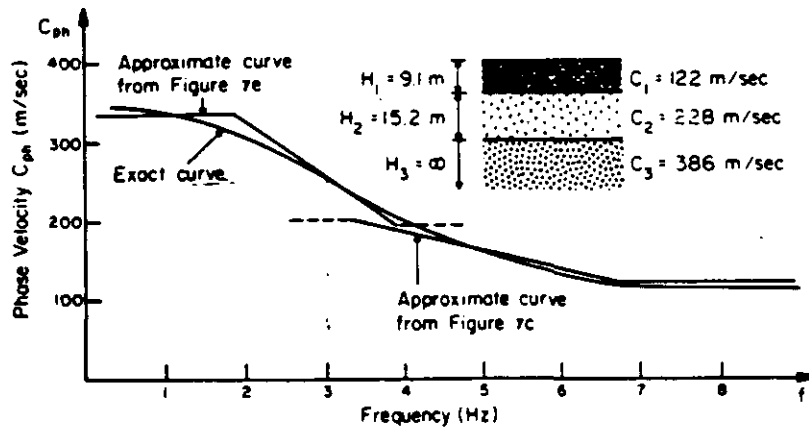


FIG.17.—Dispersion Curve for Bridge Abutment Example

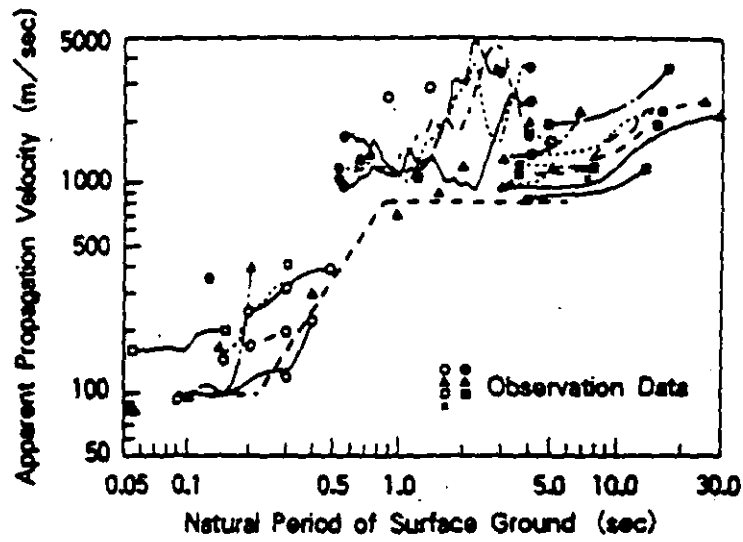
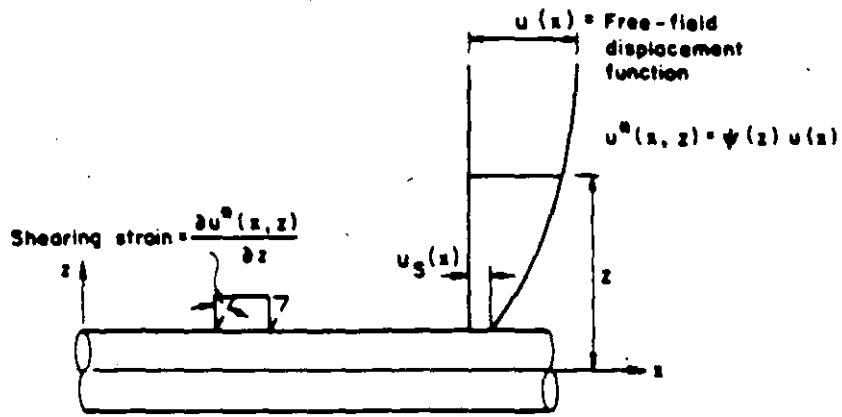
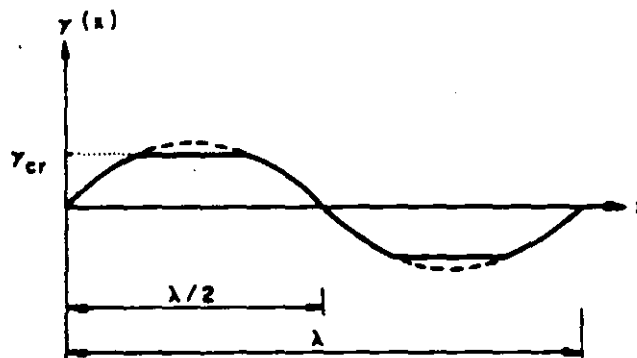


Fig. 18 Observed Propagation Velocity on the Surface Ground



a) Soil Displacement



b) Shearing Strains at the Interface

FIG. 19 SEISMIC INPUT AND SHEAR STRAINS [145]
 (Courtesy of M. Shinozuka and T. Koike, Columbia University in the City of New York)

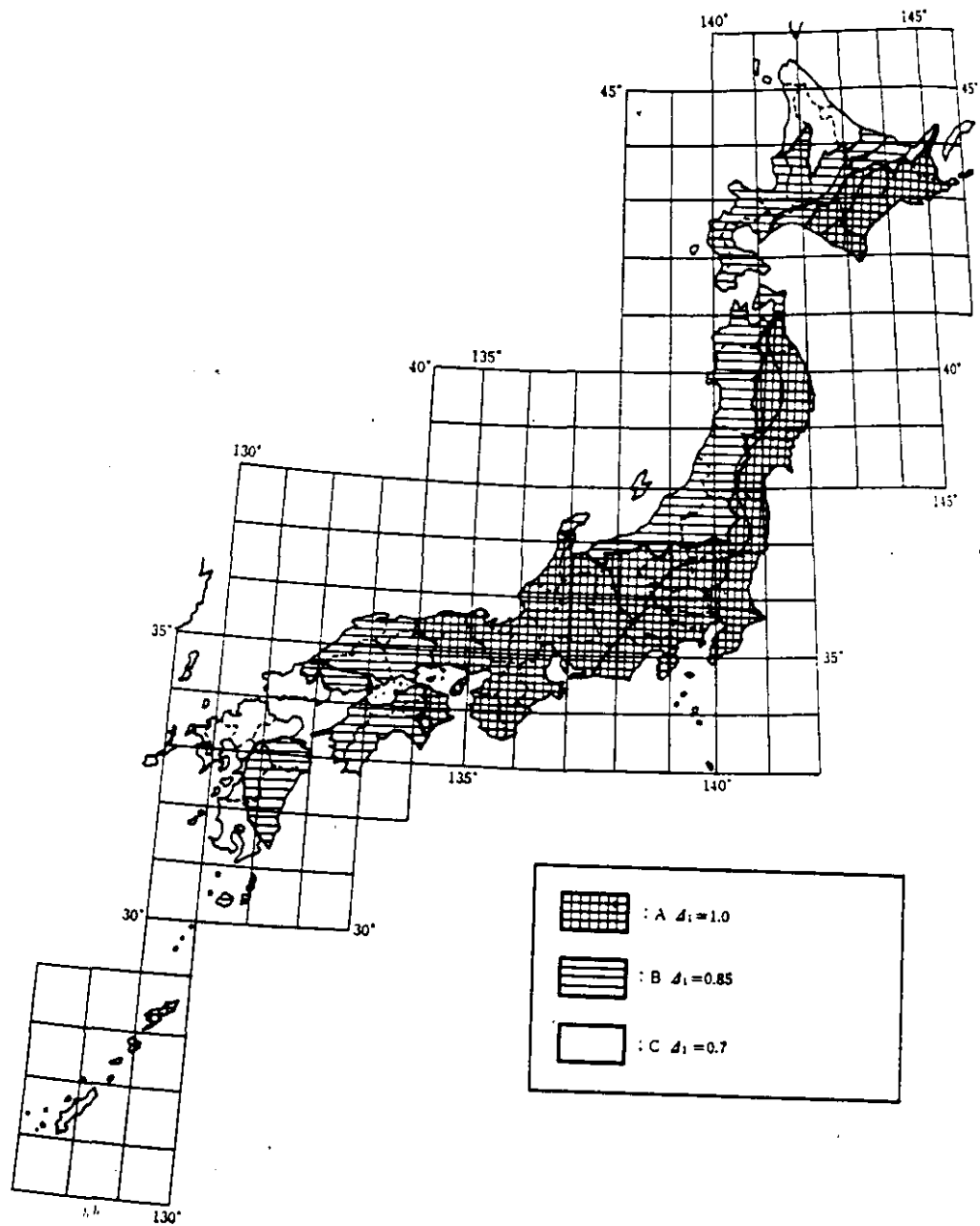


Fig. 20 Corrective Coefficient Δ_1

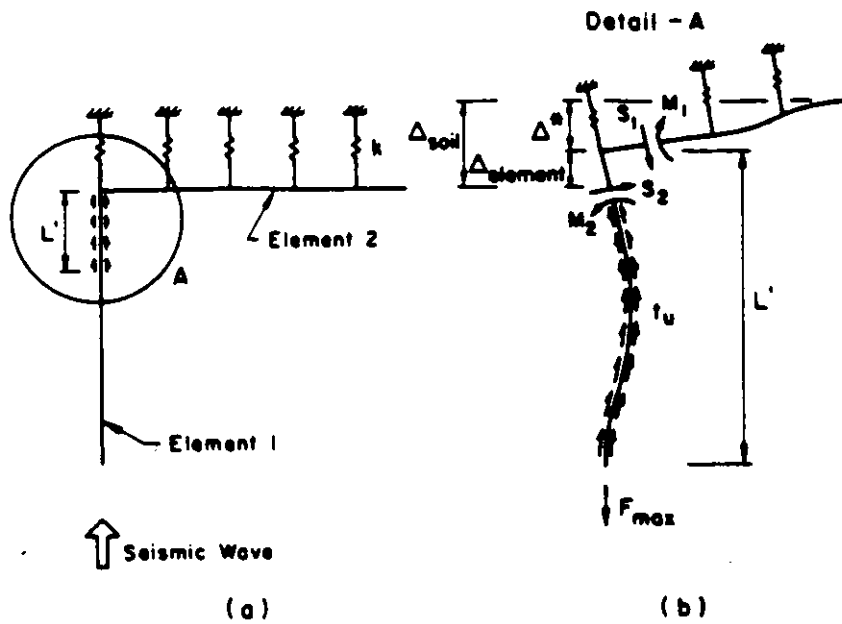


FIG. 21 REPRESENTATION OF THE FORCES, MOMENTS, AND DISPLACEMENTS AT A PIPELINE BEND

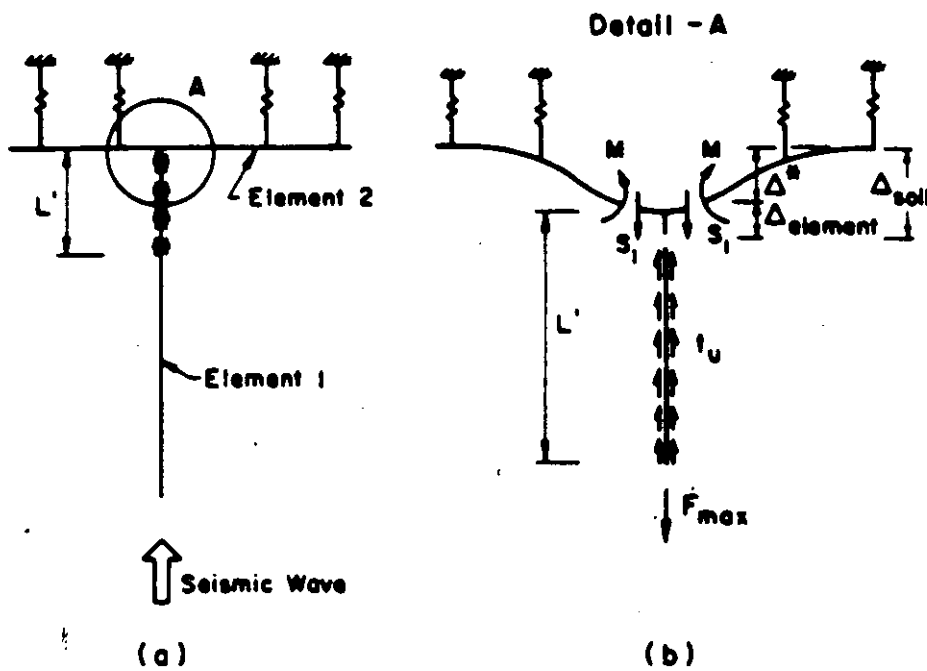


FIG. 22 REPRESENTATION OF THE FORCES, MOMENTS, AND DISPLACEMENTS AT A CONTINUOUS PIPELINE TEE

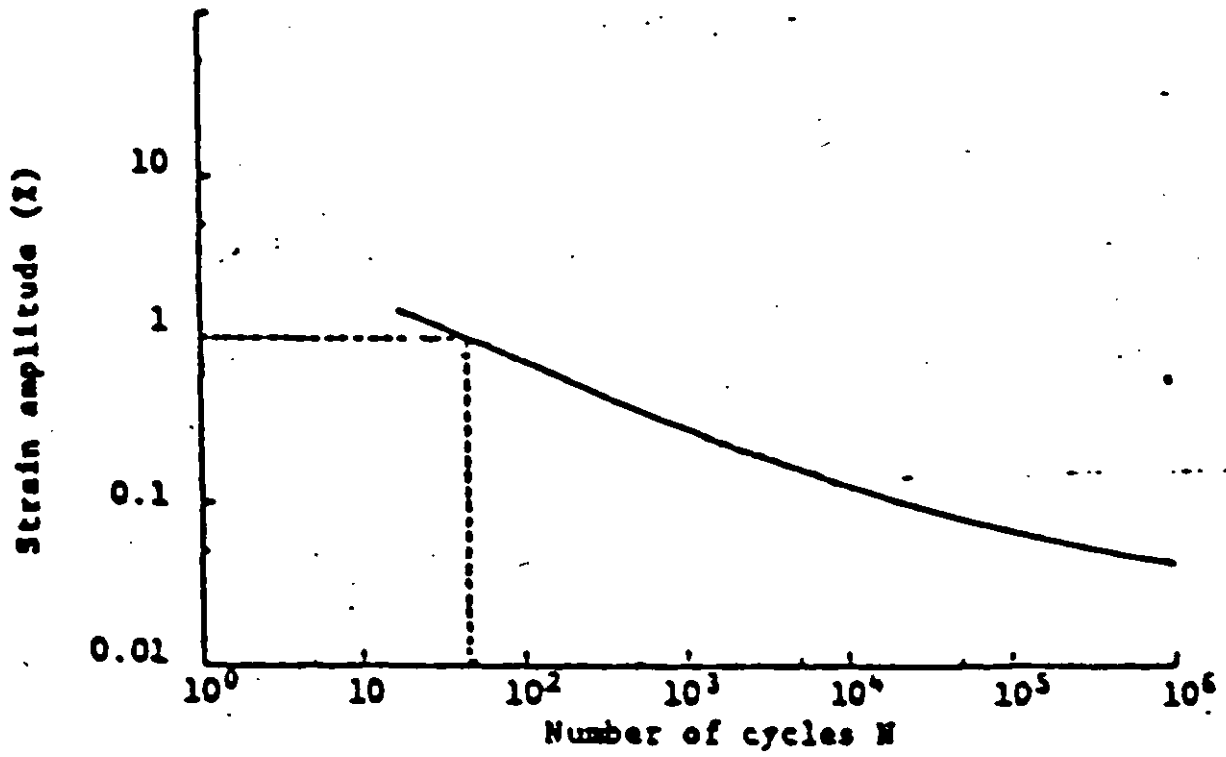


Fig.23. Design fatigue curve.

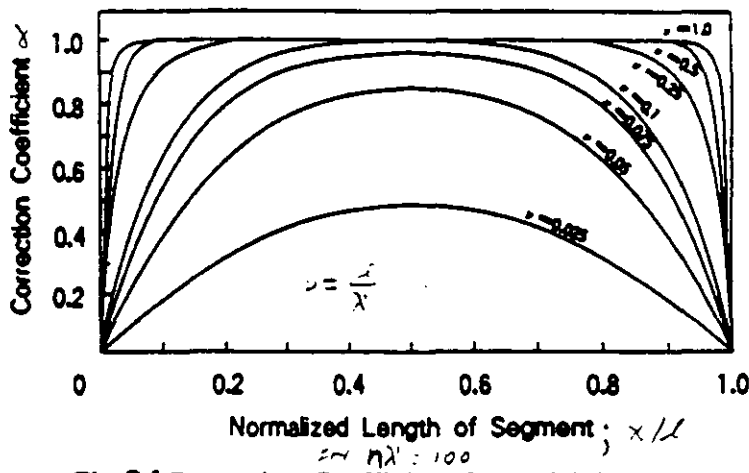
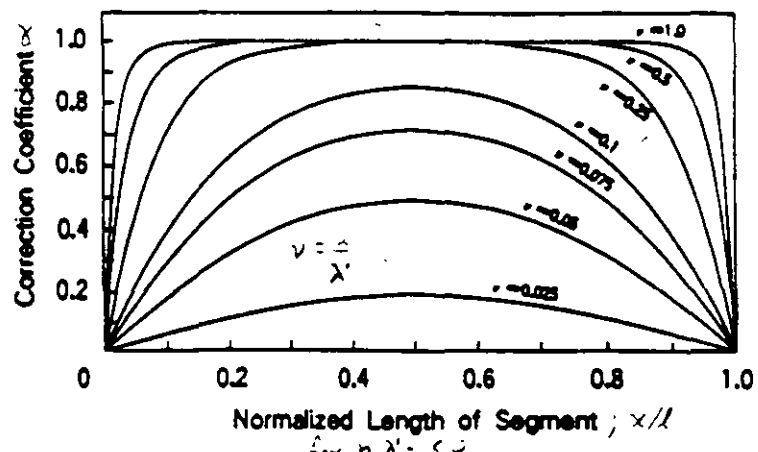


Fig.24 Correction Coefficient for Axial Stress

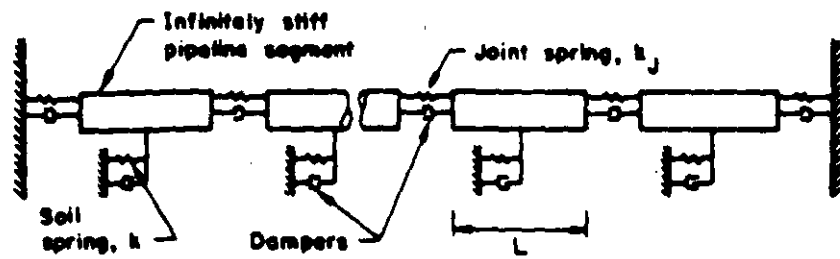


FIG. 25 MECHANICAL MODEL FOR A PIPELINE WITH JOINTS [146, 147, 158, 159]

REFERENCIAS

1. American Society of Civil Engineers (ASCE), "Lifeline Earthquake Engineering : The Current State of Knowledge". Edited by D.J. Smith (1981).
2. ASCE (1983) "Advisory Notes on Lifeline Earthquake Engineering". Report prepared by The Technical Committees of The ASCE Technical Council Lifeline Earthquake Engineering.
3. ASCE (1984) "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipelines Systems". Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines.
4. ASCE (1986) "Seismic Evaluation of Lifeline Systems: Case Studies". Proceedings of The Technical Council Lifeline Earthquake Engineering, Boston, Oct. Edited by L. Wong and R.V. Whitman.
5. ASCE (1991) "Pipeline Design for Water and Wastewater". Committee on Pipeline Planning; Pipeline Division.
6. Ayala G. and O'Rourke M.J. (1989) "Effect of the 1985 Michoacan Earthquake on Water Systems and Other Buried Lifelines in Mexico". Technical Report NCEER-89-0009. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, March 8, 1989.
7. Ballantyne D (1992) "Thoughts on a Pipeline Design Standard Incorporating Countermeasures for Permanent Ground Deformation". Proceedings of The IV Japan-US Workshop.
8. Baziar M. (1991) "Engineering Evaluation of Permanent Ground Deformation Due to Seismically-Induced Liquefaction". Dissertation for Ph.D in Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, August 1991.
9. Bouabid J. (1992) "Seismic Behaviour of Segmented Concrete Pipeline". Thesis provided to The Rensselaer Polytechnic Institute, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
10. Dobry R. and Liu L. (1992) "Centrifuge Earthquake Simulation of Soil Liquefaction". Proc. 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifelines Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Hawaii.
11. ElHmadi K. and O'Rourke M. (1989) "Seismic Wave Propagation Effects on Straight Jointed Buried Pipelines". Report NCEER-89-0022. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, 1989.

12. Fujii Y., Uhtomo K. and Hasegawa H. (1972) "The State of the Art in Mitigation of Liquefaction for Lifeline Facilities in Japan". 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifelines Facilities and Coutermesures for Soil Liquefaction, Hawaii.
13. Hamada M., Yasuda S. Isoyama R. and Emoto K. (1986) "Study of Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements". Association for the Development of Earthquake Prediction, Japan, November 1986.
14. Ishihara K. and R. Verdugo "Characterization of cyclic Behaviour of Sand and Post-Seismic Stability Analysis". IV Japan-U.S. Whorkshop, Hawaii.
15. Ishihara K. "Evaluation of Liquefaction Potential and Consequent deformations in sand Fills" Proc. of The Seismic Workshop on the Port of Los Angeles.
16. Ishihara K. and Yoshimire M. (1990) "Evaluation of settlement in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes"
17. Japan Society of Civil Engineers (1988) "Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan". Compiled by Earthquake Engineering Committee.
18. Kennedy R.P., Chow A.W. and Williamson R.A. (1977) "Fault Movements Effects on Buried Oil Pipeline" Journal of the Transportation Engineering Division 103, Num. TES, ASCE, pp. 617-633.
19. Kubota (1981) "Earthquake-Proof Design of high Pressure Gas Pipelines"
20. Newmark, N.M., and Hall W.J. (1975) "Pipeline Design to Resist Large Fault Displacement". National Conference on Earthquake Engineering" Ann Arbor, Michigan, pp. 416-425.
21. O'Rourke M.J. and Nordberg (1991) "Longitudinal Permanent Ground Deformation Effects on Buried Continuos Pipelines". Technical Report NCEER-91-XXXX. National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, November, 1991.
22. O'Rourke T.D. and Trautmann C.H. (1981) "Earthquake Ground Rupture effects on Jointed Pipe". Proceedings of The 2nd Specialty Conference of The Technical Council of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, pp. 65-80.
23. O'Rourke T.D., Grigoriu M.D. and Khather M.M. (1985) "Seismic Response of Buried Pipelines" Pressure Vessels and Piping Technology, A decade of Progress. Edited by C. Sundararajan, ASME N.Y. pp. 281-323.

24. O'Rourke T.D. and Hamada M. (1992) "Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes". Vol 1 Japanese Case Studies and Vol. 2 U.S. Case Studies Technical Report NCEER-92-0001 and 0002.
25. O'Rourke T.D., Beaujon P.A. and Scawthorn C.R. (1992) "Large Ground Deformations and Their Effects on Lifeline Facilities: 1906 San Francisco Earthquake". Technical Report NCEER-92-0002 Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes Vol. 2.
26. Satoh M. et al (1992) "An Overview of Seismic Design of Buried Lifeline Structures in Japan". Proceedings of The IV Japan-US Workshop.
27. Taki K., Fukumori Y., Sako M. and Tzubakimoto T. (1983) "Recommended Practice for Earthquake Resistant Design of High Pressure Gas Pipelines".
28. Youd T. and Perkins, D. "Mapping of Liquefaction Severity Index", Journal of geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, Num 11, Nov. 1987, pp. 1374-1392.

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
GEOTECNIA APLICADA A ACUEDUCTOS
DECFI-UNAM MEXICO D.F. OCTUBRE 1992

ANEXO D
METODO SIMPLIFICADO PARA ANALIZAR CIMENTACIONES
DE MAQUINARIA

ANALISIS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

XV REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

SAN LUIS POTOSI, S.L.P. 1990.

M. Ramírez Reynaga
Consultivo Técnico, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

RESUMEN

Se presenta un método sencillo, útil y práctico para analizar la respuesta dinámica de cimentaciones superficiales para maquinaria sujeta a cargas periódicas. El método se justifica porque toma en cuenta el fenómeno de interacción suelo-estructura, aprovecha resultados de investigaciones recientes relacionadas con el tema, permite inducir un entendimiento físico del problema así como visualizar los factores que influyen en la respuesta, para ello utiliza una analogía entre modelos simples de la dinámica estructural, la teoría de propagación de ondas y la dinámica de suelos.

1 INTRODUCCION

El problema de una cimentación de maquinaria consiste en diseñarla de tal manera que la máxima amplitud de las deformaciones no excedan los estados límite y de servicio de la máquina. Muchos códigos y reglamentos definen las deformaciones límite de seguridad y servicio de las máquinas (referencias 3 y 4), las cuales al compararse con las calculadas, permiten determinar si la cimentación ha sido bien diseñada.

Presentar un método de análisis para encontrar la respuesta dinámica de cimentaciones superficiales para maquinaria, es el objeto de este artículo. Cabe aclarar que el método requiere conocer previamente las propiedades geométricas y de inercia de la maquinaria; la magnitud, dirección y sentido de las fuerzas y momentos producidos por la misma; el perfil del terreno de cimentación y las siguientes propiedades del suelo: el módulo de rigidez al corte G , a bajos niveles de deformación ($\gamma \leq 10^{-5}$); la velocidad de onda cortante V_s ; la densidad de masa ρ ; el amortiguamiento histerético ξ y la relación de Poisson ν . La información que se refiere a la máquina puede calcularse u obtenerse como dato proporcionado por el fabricante de la misma; la relativa al suelo de cimentación, se obtiene de técnicas experimentales de campo y laboratorio cuyos detalles de ejecución e interpretación se presentan en las referencias 8 y 15.

2 Planteamiento y solución del problema

El problema de la cimentación de una máquina se puede plantear como sigue. Dada la cimentación de la máquina como se muestra en la figura 1, sometida a la acción de la fuerza dinámica $P(t)$ producida por el propio funcionamiento de la máquina, y conocidas la masa del sistema máquina-cimentación (M); la geometría de la cimentación y las propiedades del suelo, se requiere estimar la respuesta $u(t)$ del sistema. A menos que se establezcan otros parámetros, los términos fuerza y desplazamiento se utilizan en sentido generalizado e incluyen fuerzas, momentos, traslaciones y rotaciones, respectivamente. La solución de este problema se rige por tres principios básicos de la mecánica aplicada y una hipótesis fundamental a saber: el

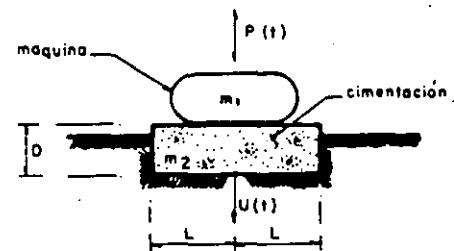


Fig.1. Esquema de una máquina y su cimentación.

principio del equilibrio dinámico, el cual relaciona las fuerzas externas $P(t)$ con las internas $R(t)$; el principio de continuidad que relaciona los desplazamientos con las deformaciones; y el principio de las relaciones esfuerzo-deformación, las que están dadas por la naturaleza de las propiedades del suelo de cimentación y su respuesta a las sollicitaciones dinámicas. Por último, la hipótesis fundamental en la que se basa todo el método de análisis, así como la filosofía del diseño de cimentaciones de maquinaria, es que las ecuaciones que gobiernan el movimiento son lineales; físicamente esto ocurre cuando la perturbación es relativamente pequeña y las relaciones esfuerzo-deformación son lineales. Para analizar el problema mostrado en la figura 1, conceptualmente puede separarse en dos diagramas, como se muestra en la figuras 2a y 2b.

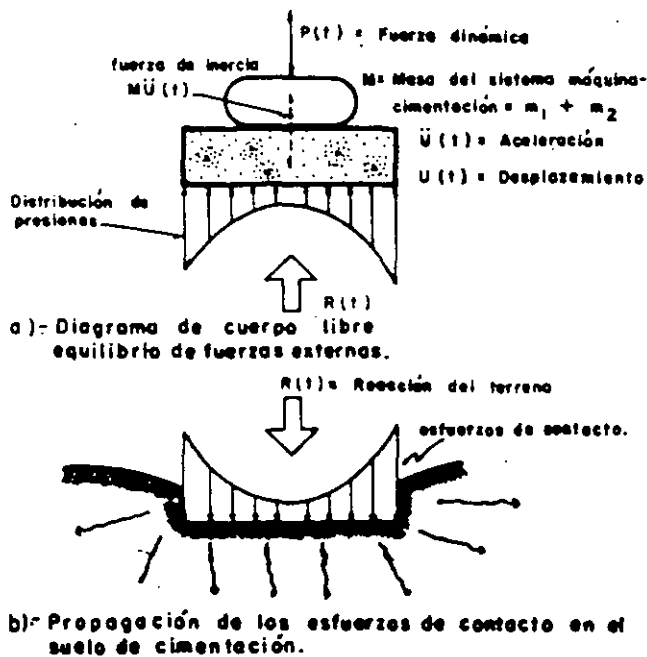


Figura 2. Estudio conceptual del problema

2.1 Solución

Aplicando la segunda ley de Newton al diagrama de cuerpo libre de la figura 2a, se obtiene el equilibrio dinámico durante el movimiento del sistema, esto es:

$$R(t) \oplus M\ddot{u}(t) = P(t) \quad \text{ecuación 1}$$

⊕ denota suma vectorial

Esta ecuación representa, para todo tiempo, el equilibrio entre las fuerzas externas aplicadas al sistema cimentación-maquinaria y la inercia del mismo. Por otra parte, en el esquema de la figura 2b se muestra que el suelo está sometido a esfuerzos dinámicos de contacto representados por la resultante $R(t)$, los cuales se propagan en forma de ondas de esfuerzos a través del depósito del suelo. Puede establecerse una relación entre esfuerzos de contacto y los desplazamientos resultantes:

$$R(t) = K u(t) \quad \text{ecuación 2}$$

Donde:

$R(t)$ = fuerzas de contacto
 K = función de impedancia que relaciona las fuerzas con los desplazamientos
 $u(t)$ = desplazamientos resultantes

De tal manera que al sustituir la ecuación 2 en la ecuación 1 resulta que:

$$K u(t) \oplus M \ddot{u}(t) = P(t) \quad \text{ecuación 3}$$

Es evidente que la solución del problema expresado mediante la ecuación anterior se resuelve al encontrar la función K , sustituirla y resolver la ecuación diferencial 3. Por definición K expresa la relación entre fuerza dinámica de contacto y

desplazamiento, es decir:

$$K = \frac{R(t)}{u(t)} \quad \text{ecuación 4}$$

Donde:

$$K = K_1 + i K_2$$

es una ecuación que expresa a la función de impedancia K como una función de variable compleja, siendo:

K_1 = impedancia asociada a las características de rigidez y de inercia del suelo

K_2 = impedancia asociada a las características de amortiguamiento geométrico de la cimentación

Para encontrar la función K es necesario encontrar el desplazamiento $u(t)$ resultante de la aplicación de las fuerzas $R(t)$, esto implica resolver el problema de propagación de ondas del esfuerzo transmitido al suelo a través de la superficie de contacto entre suelo y cimentación, es decir, resolver la ecuación:

$$\frac{\partial(\sigma_z)}{\partial z} + \rho \ddot{u}_z = 0 \quad \text{ecuación 5}$$

siendo:

$$\sigma_z = M \epsilon_z = M \left(- \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \quad \text{ecuación 6}$$

La ecuación 5 representa el equilibrio dinámico dentro del medio donde se propaga la onda de esfuerzo σ_z , y la ecuación 6, la relación esfuerzo-deformación del suelo de cimentación.

σ_z = esfuerzo vertical aplicado

\ddot{u}_z = aceleración de partículas del suelo en dirección z

M = módulo de deformación del suelo convenientemente elegido

$\epsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z}$ = deformación axial unitaria en la dirección z

ρ = densidad del suelo

z = dirección en la que se propaga el esfuerzo σ_z

Combinando las ecuaciones 5 y 6 obtenemos la ecuación de onda siguiente:

$$\frac{\partial^2 u_z}{\partial z^2} = \frac{1}{V^2} \ddot{u}_z \quad \text{ecuación 7}$$

donde: $V = \sqrt{\frac{M}{\rho}}$ = Velocidad de propagación de la onda.

La ecuación 7 se conoce como la ecuación unidimensional de propagación del esfuerzo σ_z , una solución es la siguiente:

$$u(z,t) = u e^{i(\omega t + kz)} \quad \text{ecuación 8}$$

Donde : $k = \frac{\Omega}{V}$
 Ω = frecuencia angular de la onda
 u = amplitud máxima del desplazamiento
 V = velocidad de propagación de la onda

Esta solución es muy conveniente para resolver el problema de cimentación maquinaria.

Puede verse que para un punto fijo dado, esto es, que para $z = a$ (constante) la función $u(z,t)$ queda únicamente en función del tiempo, es decir :

$$u(t) = u_0 e^{i(\Omega t + ka)} \quad \text{ecuación 9}$$

conociéndose así la posición del punto $z=a$ en el tiempo t cualquiera .

La formulación de las condiciones de frontera permite simular la propagación de ondas a través del paso libre de las ondas en un punto de interés $z = a$. Este es un problema de valores en la frontera, como lo son la interfase suelo-cimentación, la interfase entre estratos o los límites del semiespacio figura 3. Dicho problema se resuelve mediante diferentes técnicas numéricas existentes que permiten simular condiciones idealizadas como el semiespacio o diferentes características estratigráficas del depósito de suelo, del empotramiento de la cimentación figura 4, así como diferentes formas y rigidez de la misma.

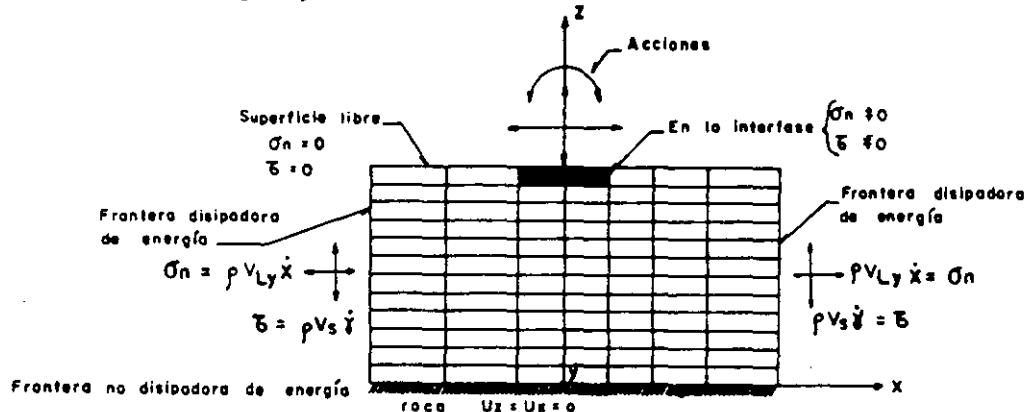


Figura 3. Formulación de condiciones de frontera.

Una vez resuelta la ecuación de movimiento 7, es decir haber obtenido $u(t)$ para la acción $R(t)$ de la ecuación 4, se puede obtener la relación :

$$k = \frac{R(t)}{u(t)}$$

necesaria para que, sustituyendo en la ecuación 1, pueda resolverse la ecuación de equilibrio dinámico del sistema, esto es :

$$k u(t) \oplus M \ddot{u}(t) = P(t)$$

cuya solución es :

$$\frac{P_0}{u_0} = \sqrt{(k_1 - M\Omega^2)^2 + k_2^2} \quad \text{ecuación 10}$$

Donde :
 $P(t) = P_0 e^{i\Omega t}$ = fuerza armónica actuante
 P_0 = amplitud máxima de la fuerza actuante
 u_0 = amplitud máxima del desplazamiento
 M = masa del sistema maquinaria-cimentación
 Ω = frecuencia angular de la excitación $P(t)$
 k_1 = función de impedancia asociada a la de rigidez y a la inercia del suelo de cimentación
 k_2 = función de impedancia asociada a las características de amortiguamiento geométrico de la cimentación

Nótese que Ω es también la frecuencia angular de propagación de las ondas, esto implica que el sistema maquinaria-cimentación vibra con la misma frecuencia que la de la acción y con la misma frecuencia con las que se propagan las ondas de esfuerzo dentro del suelo.

En algunos problemas también interesa conocer el ángulo de desfaseamiento, ϕ , entre fuerza y desplazamiento, la expresión para obtener ϕ es :

$$\phi = \text{Arc tan} \left(\frac{k_2}{k_1 - M\Omega^2} \right) \quad \text{ecuación 11}$$

siendo ϕ el ángulo de desfaseamiento entre carga y desplazamiento.

Otra manera de representar y resolver el

problema es mediante el uso de la notación matricial, esta es :

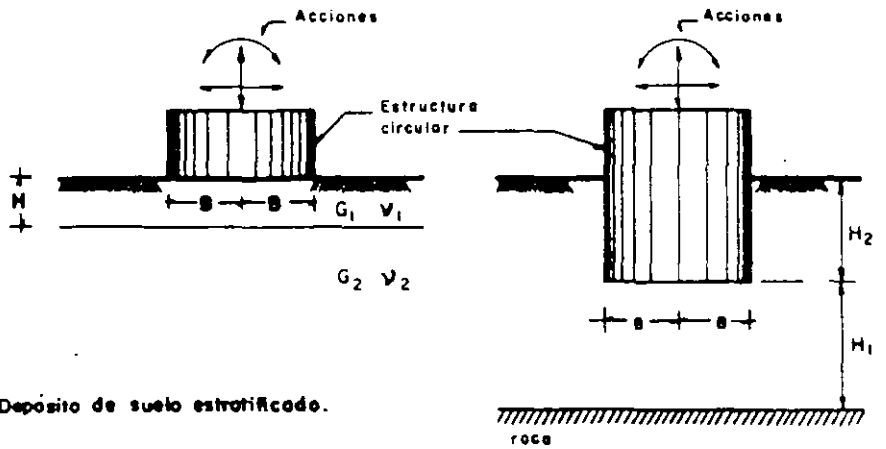
$$\begin{bmatrix} (k_1 - M\Omega^2) & -k_2 \\ k_2 & (k_1 - M\Omega^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{ecuación 12}$$

la que al resolverla, se obtiene :

$$u_0 = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} \quad \text{ecuación 13}$$

$$\phi = \text{Arc tan} \left(\frac{u_2}{u_1} \right) \quad \text{ecuación 14}$$

Donde :
 u_i = vector de desplazamientos asociado a la



a)-Deposito de suelo estratificado.

G_1 : módulo de rigidez al corte

v_1 : velocidad de Poisson

i : estrato

Figura 4. Esquema de problemas resueltos.

H_2 : profundidad de desplante

b)-Deposito de suelo sobre roca.

rigidez
 u_2 = vector de desplazamientos asociado al amortiguamiento

$$K = X_1 \quad \text{ecuación 16}$$

$$C\Omega = X_2 \quad \text{ecuación 17}$$

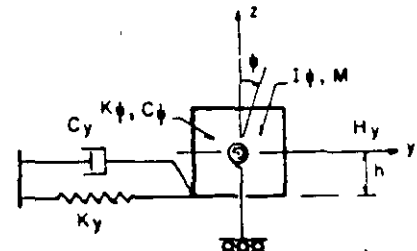
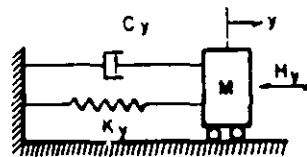
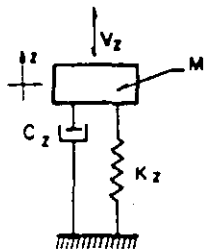
2.2 Analogía con un sistema elemental de un grado de libertad.

Siendo :
 K = rigidez del resorte dinámico equivalente (Incluye el efecto de la rigidez estática y la inercia del suelo de cimentación)
 C = amortiguador dinámico equivalente

Es común hacer analogías con sistemas elementales equivalentes de un grado de libertad como los que se muestran en la figura 5. Resolviendo por ejemplo para el modo vertical de vibración (figura 5a, considerando $K_z = K$), obtenemos el sistema de ecuaciones siguiente:

En algunos problemas también se desea conocer

$$\omega_n = \sqrt{\frac{X_1}{M}} = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \text{ecuación 18}$$



a).- Traslación vertical

b).- Traslación horizontal

c).- Acoplamiento traslación - rotación

Figura 5. Modelos de sistemas elementales de un grado de libertad

$$\begin{bmatrix} (K - M\Omega^2) & -C\Omega \\ C\Omega & (K - M\Omega^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad \text{ecuación 15}$$

$$\beta = \frac{C}{C_c} = \frac{X_2}{\Omega} = \frac{X_2}{2\sqrt{X_1 M}} \quad \text{ecuación 19}$$

de cuya solución también se obtiene :

Donde :
 ω_n = frecuencia angular natural de vibración no amortiguada
 β = relación de amortiguamientos del sistema elemental de un grado de libertad equivalente
 C = amortiguador equivalente del sistema
 C_c = amortiguamiento crítico para el cual el sistema no vibra

$$u_0 = \sqrt{u_1^2 + u_2^2}$$

$$\phi = \text{Arc tan} \left(\frac{u_2}{u_1} \right)$$

soluciones semejantes a las ecuaciones 13 y 14 , con lo cual y por semejanza entre los sistemas de ecuaciones 12 y 15 se tiene que :

Es fundamental señalar que K no es una constante como es común suponer en la solución del sistema elemental de un grado de

libertad, ya que K , en los problemas de cimentación de maquinaria, es una variable que depende de la frecuencia de vibración del sistema. Para diferenciar entre una rigidez constante y una rigidez variable se define lo siguiente:

\bar{K} = rigidez o resorte dinámico equivalente, es una variable.

K = rigidez o resorte estático, es una constante.

Por lo anterior, si se usa la solución del sistema elemental de un grado de libertad para resolver el problema de cimentación de maquinaria, la K del sistema de ecuaciones 15, deberá interpretarse como una \bar{K} , con lo que dicho sistema queda :

$$\begin{bmatrix} (\bar{K} - M\Omega^2) & -C\Omega \\ C\Omega & (\bar{K} - M\Omega^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ ecuación 20}$$

Para simplificar la exposición e ilustrar los conceptos fundamentales que se utilizan para el análisis, se empleó el modo vertical de vibración a fin de mostrar la solución del problema de cimentación superficial de maquinaria. Sin embargo, el planteamiento anterior puede usarse y generalizarse para todos los modos de vibrar restantes mostrados en las figuras 5b y 5c, en los cuales la solución de las ecuaciones de movimiento es análoga a las formas de las ecuaciones 3, 5 y 6, con el tipo de cargas, inercias, esfuerzos, deformaciones y módulos correspondientes.

En muchos casos prácticos de cimentaciones superficiales pueden ignorarse las impedancias acopladas de traslación y

rotación debido a que su influencia es relativamente nula (referencias 5 y 19). En casos de cimentaciones empotradas son importantes por lo que deben tomarse en cuenta, por ello es de particular interés analizar el modo acoplado de traslación-rotación mostrado en la figura 6. En las referencias 2, 16 y 17 se presentan análisis detallados al respecto.

Si se usa la analogía con un sistema elemental de un grado de libertad, entonces para todos los modos de vibrar se necesita determinar un resorte dinámico equivalente K y un amortiguador equivalente C , los cuales dependen de la frecuencia angular de la excitación, Ω . Así, se definen seis pares de valores dinámicos resorte-amortiguador : uno para el modo vertical [\bar{K}_z, C_z]; dos para los modos traslacionales [\bar{K}_x, C_x y \bar{K}_y, C_y]; dos para los modos rotacionales [\bar{K}_{rx}, C_{rx} y \bar{K}_{ry}, C_{ry}] y uno para el modo torsional [\bar{K}_t y C_t].

2.2.1 Resorte dinámico equivalente

En todos los casos la rigidez o resorte dinámico equivalente se obtiene de (referencia 6):

$$\bar{K}_i = K_i k_i \text{ ecuación 21}$$

Donde :

\bar{K}_i = rigidez dinámica equivalente

K_i = rigidez estática

k_i = se define como el coeficiente de variación de la rigidez dinámica, cuya forma de calcularse se detalla en la referencia 6.

i = modo de vibrar analizado

Todos los modos se suponen desacoplados, esto, como ya se indicó, es suficiente para el caso de cimentaciones superficiales, no

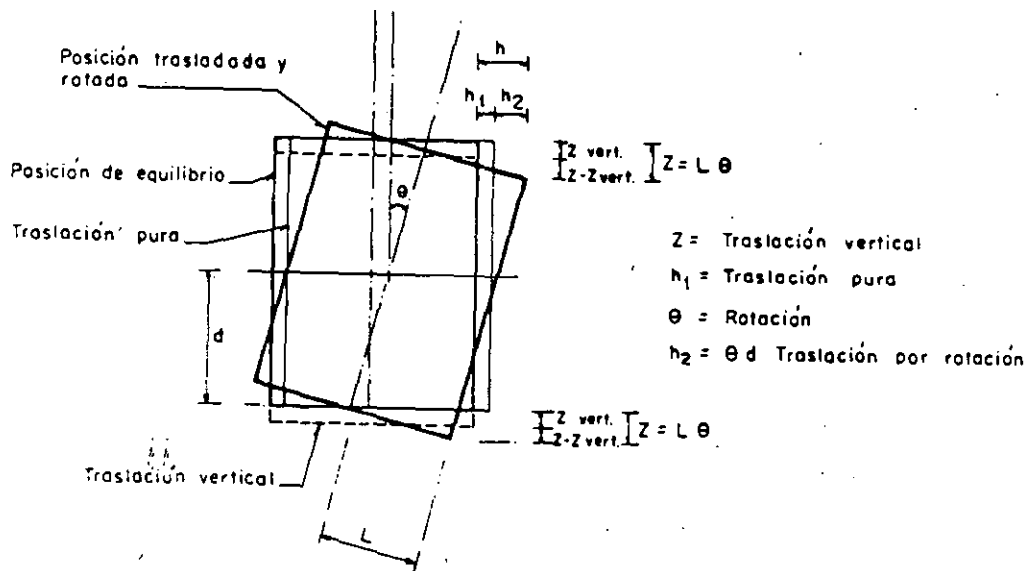


Figura 6. Acoplamiento entre traslación y rotación.

así en el caso de cimentaciones empotradas donde tendrán que hacerse análisis más detallados de los modos acoplados.

2.2.2 Amortiguador dinámico equivalente

Para evaluar los amortiguadores dinámicos equivalentes, C_i , se supone y calcula un amortiguador ideal que representa la disipación de la energía por radiación de las ondas de esfuerzo (amortiguamiento geométrico), sin importar la forma de la

cimentación (referencia 6).

Así, dependiendo del tipo de onda, C_i puede evaluarse como :

$$C_i = \rho V_i A$$

ecuación 22

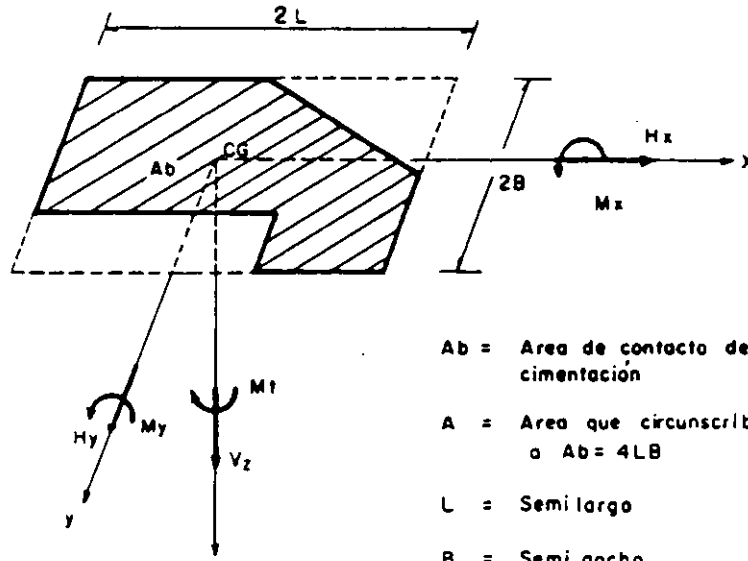
Donde :

i = indica el modo de vibrar

ρ = densidad del suelo

V_i = velocidad del tipo de onda que se propaga, depende del modo de vibrar

A = área donde actúa el esfuerzo como se define en la figura 7



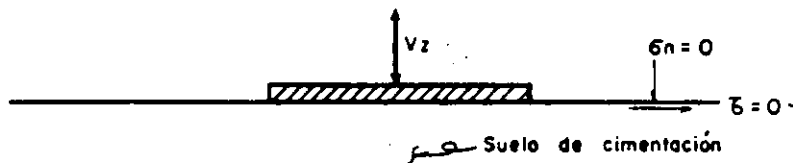
A_b = Área de contacto de la base de cimentación

A = Área que circunscribe a $A_b = 4LB$

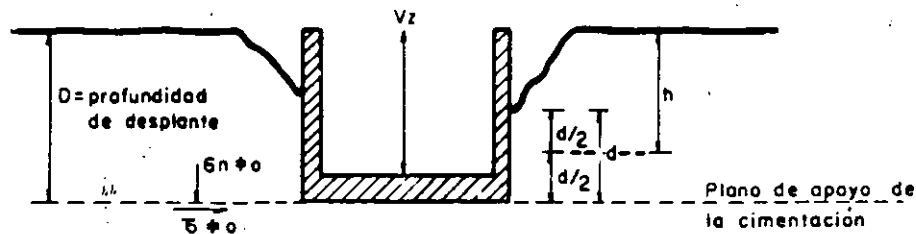
L = Semilargo

B = Semi ancho

a)- Planta del área de contacto de una cimentación de forma irregular



b).- Cimentación superficial



c).- Cimentación empotrada

Figura 7. Definiciones de la geometría de una cimentación.

sugiere que, dependiendo del modo de
brar (referencia 10) :

$$\begin{aligned} C_z &= \rho V_L A \\ C_y &= \rho V_s A \\ C_x &= \rho V_s A \\ C_{rx} &= \rho V_L I_x \\ C_{ry} &= \rho V_L I_y \\ C_t &= \rho V_s J \end{aligned} \quad \text{ecuaciones 23}$$

Donde :

ρ = densidad del suelo
 V_s = velocidad de onda cortante
 V_L = velocidad de onda compresional según la
interpretación de Lysmer = $\frac{3.4}{\pi(1-\nu)} V_s$
 A = área de la cimentación definida en la
figura 7
 I_x = momento de inercia del área A con
respecto al eje $x-x$.
 I_y = momento de inercia del área A con
respecto al eje $y-y$
 J = momento polar de inercia del área A
 ν = relación de Poisson
 x, y, z = ejes ortogonales de referencia

Si el fenómeno de traslación en los modos
correspondientes fuera unidimensional,
entonces la relación $\frac{\bar{C}_1}{\rho V_L A}$ es igual a 1 para
cualquier forma de la cimentación y para
cualquier frecuencia; en la realidad el
fenómeno es tridimensional y para tomarlo en
cuenta, se sugiere usar la relación:

$$= \frac{\bar{C}_1}{\rho V_L A} \quad \text{ecuación 24}$$

la cual toma en cuenta la influencia de la
forma de la cimentación y es una función de
la frecuencia de excitación (referencias 6 y
10).

\bar{C}_1 es el amortiguador dinámico equivalente
influenciado por la forma de la cimentación y
 \bar{C} es el coeficiente de variación del
amortiguador dinámico equivalente debido a la
forma de la cimentación, en la referencia 6
se describe como calcularlo.

2.3 Factores que influyen en la respuesta dinámica de cimentaciones superficiales

Generalmente, los métodos aproximados de
análisis se presentan como información
ordenada, tal como gráficas con parámetros
adimensionales, tablas o simples
formulaciones que permiten la obtención de
parámetros dinámicos equivalentes para
cimentaciones superficiales apoyadas en un
semiespacio homogéneo elástico lineal, con
las cuales pueden resolverse un gran número
de problemas prácticos. También incluyen la
manera de tomar en cuenta algunos factores
que influyen en la respuesta dinámica de las
cimentaciones; se toman en cuenta factores
tales como la forma de la cimentación, la
influencia del amortiguamiento interno del
suelo, el empotramiento de las cimentaciones
y la estratigrafía del depósito de
cimentación, lo cual se comenta a
continuación.

2.3.1 Influencia del amortiguamiento interno del suelo

Puesto que además de la disipación de energía
por radiación de las ondas de esfuerzo existe
la disipación por el amortiguamiento interno
del suelo, es conveniente aprovechar esta
manera de disipación de energía, lo que puede
lograrse al incorporar dicho amortiguamiento
en los parámetros de rigidez dinámica y de
amortiguamiento geométrico de la cimentación.
Para ello se utiliza el principio de
correspondencia de la viscoelasticidad, con
el cual, basta sustituir las constantes
complejas viscoelásticas por las constantes
elásticas considerando al suelo como si fuera
puramente elástico (referencias 14 y 18).
Así, la influencia del amortiguamiento
interno del suelo puede calcularse con :

$$\bar{K}(\xi) = \bar{K} - 2\xi\Omega C \quad \text{ecuación 25}$$

$$\bar{C}(\xi) = C + \frac{2\xi K}{\Omega} \quad \text{ecuación 26}$$

Donde :

ξ = amortiguamiento interno del suelo
 $K(\xi)$ = rigidez del resorte dinámico
equivalente como función de Ω y ξ
 $C(\xi)$ = amortiguador dinámico equivalente como
función de Ω , de la forma de la cimentación y
con el amortiguamiento histerético integrado

2.3.2 Empotramiento de las cimentaciones

Para tomar en cuenta la influencia del
empotramiento de la cimentación, se han
propuesto algunos factores que incorporan el
efecto del empotramiento al modificar, la
rigidez estática K_1 , y el coeficiente de
variación de la rigidez dinámica k_1 ,
calculados, en primera aproximación, como si
la cimentación fuera superficial (referencia
12).

Con lo que la rigidez estática se modifica a:

$$K_{\text{empotrada}} = K_{\text{superficial}} (I_t) (I_w) \quad \text{ecuación 27}$$

Donde :

I_t = factor de empotramiento debido al efecto
de zanja
 I_w = factor de empotramiento debido al efecto
de contacto entre paredes de zanja y
cimentación

$$\begin{aligned} K_{\text{empotrada}} &= \text{rigidez estática empotrada} \\ K_{\text{superficial}} &= \text{rigidez estática superficial} \end{aligned}$$

Nótese que $K_{\text{superficial}}$ es la misma K_1
definida en la ecuación 21. Por otra parte la
rigidez dinámica puede modificarse como:

$$\bar{K}_{\text{empotrada}} = K_{\text{empotrada}} (k_{\text{empotrada}}) \quad \text{ecuación 28}$$

siendo:

$$\begin{aligned} K_{\text{empotrada}} &= \text{rigidez estática empotrada} \\ K_{\text{empotrada}} &= \text{rigidez dinámica equivalente} \\ &\text{empotrada} \\ k_{\text{empotrada}} &= \text{coeficiente de variación de la} \\ &\text{rigidez dinámica empotrada} \end{aligned}$$

Nótase que \bar{K} empotrada tiene el mismo sentido que K_1 definida la ecuación 21 y que el K empotrado tiene el mismo sentido y efecto que el K_1 , es decir, además de modificar la rigidez estática en función de la frecuencia Ω , inducir el efecto del empotramiento.

Dos efectos son los que influyen al empotrar la cimentación, uno es el efecto de zanja y consiste en que el plano horizontal externo al área de la base de la cimentación (A_b) se mueve restringido por un estado de esfuerzos normal y de corte actuando en el plano de apoyo de la cimentación, situación tal, que no sucede en las cimentaciones superficiales, en las que dicho plano está libre de esfuerzos (ver figura 7b y 7c). El resultado de este efecto es que aumenta la rigidez estática de la cimentación.

El otro efecto, debido al contacto de los lados verticales de la cimentación con las paredes de la zanja es que, si está garantizado el buen contacto, éste ayuda a soportar las cargas transmitidas con lo que se modifican las características de inercia del sistema. Tomar en cuenta los efectos combinados anteriores, ha sido y son tema de estudio de algunos investigadores y en el presente no se cuenta con una manera clara y completa de considerar el efecto del empotramiento para todos los modos de vibrar de la cimentación. Sin embargo, se han propuesto algunas expresiones algebraicas simples para estimar la influencia del empotramiento (referencias 11, 12 y 13).

Por otra parte, si se hacen hipótesis lo suficientemente razonables puede estimarse la influencia del empotramiento en el amortiguamiento; así, si se supone que las radiaciones de las ondas de corte y de las ondas de compresión son independientes entre sí y entre cada modo de vibrar, entonces :

$$C_{\text{empotrado}} = C_{\text{superficial}} + C_{\text{paredes}} \quad \text{ecuación 29}$$

Donde:
 $C_{\text{empotrado}}$ = amortiguador equivalente modificado por el efecto de empotramiento
 $C_{\text{superficial}} = C_1$, amortiguador debido al contacto en la base de la cimentación como se define en la ecuación 22
 C_{paredes} = amortiguador debido al contacto en las paredes.

En la ecuación 29, la participación de cada término depende del modo de vibrar y de la certeza del "contacto efectivo" entre las paredes de la cimentación y las paredes de la zanja; en caso de duda, es conservador no considerar la participación del contacto entre paredes.

Mientras que $C_{\text{superficial}}$ tiene el mismo sentido planteado en la ecuación 22 y representa a las ondas que se originan y emiten a través de la base de la cimentación, C_{paredes} representa a las ondas que se generan y se emiten a través del contacto en las paredes verticales. El tipo de onda que

se genera depende de que la pared sea vertical o perpendicular a la dirección de la carga y para el caso de paredes inclinadas se generan de manera simultánea ondas de corte compresionales.

Considerado lo anterior y dependiendo del sentido de las cargas :

$$C_{\text{paredes}} = C_p + C_n \quad \text{ecuación 30}$$

Donde :

$$C_p = \rho V_s A_p \quad \text{ecuación 31}$$

$$C_n = \rho V_L A_n \quad \text{ecuación 32}$$

Siendo :

C_p = amortiguador equivalente asociado al contacto de paredes paralelas al sentido de la carga

C_n = amortiguador equivalente asociado al contacto de paredes normales al sentido de la carga

A_p = suma de áreas de contacto de paredes paralelas al sentido de la carga

A_n = área de contacto de las paredes que sirven de apoyo y son normales a la dirección de la carga

Por intuición para los modos rotacionales puede inducirse la influencia del empotramiento al reemplazar en las ecuaciones 31 y 32, las áreas por sus respectivos momentos de inercia, tomando como referencia el mismo criterio que se usó para los amortiguadores superficiales de los modos de rotación definidos en las ecuaciones 23, decir como si las paredes fueran la base de la cimentación, detalles al respecto pueden consultarse en las referencias 11, 12 y 13.

En el caso de áreas de contacto inclinadas, puede usarse la proyección de éstas sobre el plano vertical correspondiente.

2.3.3 Perfil del terreno de cimentación

Hasta ahora se ha reemplazado al suelo por un resorte y un amortiguador, este artificio es una simple idealización que representa a un semiespacio homogéneo viscoelástico lineal, su valor principal es que ayuda a explicar características importantes de la respuesta de cimentaciones sujetas a cargas dinámicas. En realidad, los depósitos naturales de suelo no son tan uniformes; por lo que la idealización como semiespacio viscoelástico lineal ya no es conveniente y la respuesta para otro tipo de perfiles que no se parecen al semiespacio es diferente. Es típico encontrar depósitos de suelo estratificados, suelos depositados sobre roca o depósitos de suelo cuyas propiedades varían con la profundidad.

Tomar en cuenta las características de los depósitos naturales mencionadas anteriormente, ha sido motivo de muchas investigaciones; un resumen de los resultados obtenidos en algunas de ellas se presenta con más detalle en la referencia 9 de la cual, entre otras consideraciones, las más

importantes son :

a) Estrato sobre roca

Para cimentación rígida apoyada en un estrato homogéneo depositado en roca, el factor más

importante es la relación $\frac{H_1}{B}$ como se define en la figura 4b. Dicho factor modifica la rigidez estática de la cimentación y hace que las funciones de variación de los parámetros dinámicos presenten picos y valles asociados en función directa con las frecuencias naturales de vibración del estrato; lo que en otras palabras, las fluctuaciones observadas, picos y valles, son la manifestación de fenómenos de resonancia. Esto se debe a que las ondas que emanan de la cimentación en vibración, se reflejan en la roca y se regresan a la superficie, como resultado: la amplitud del movimiento de la cimentación puede incrementarse significativamente para una frecuencia específica de vibración, lo cual corresponde aproximadamente a las frecuencias naturales de vibrar del depósito.

Teóricamente, para un suelo puramente elástico ($\xi = 0$) y a bajas frecuencias, menores que la correspondiente al modo fundamental de vibrar del estrato de suelo, el coeficiente de radiación es nulo, esto se debe a que no se transmiten ondas a la roca y a que a tales frecuencias no pueden crearse ondas superficiales, única manera en que podría disiparse energía, por lo que la energía queda atrapada en el estrato y el amortiguamiento geométrico de las ondas es nulo. Sin embargo, el suelo tiene amortiguamiento histerético; por lo que en la circunstancias antes mencionadas, el amortiguamiento interno del suelo se vuelve la única manera de disipación de energía convirtiéndose, así, en un parámetro importante a frecuencias menores que las del modo fundamental del estrato.

Por lo anterior, es importante poder evaluar la frecuencia fundamental de vibrar del estrato o de un depósito de suelo estratificado sobre roca. En la referencia 7 se presenta un resumen de métodos que permiten evaluar de manera sencilla la frecuencia fundamental de vibrar de un depósito de suelo sobre roca, estratificado o no.

b) Estrato sobre semiespacio.

Tanto el semiespacio como el depósito de suelo sobre roca son dos idealizaciones radicales de los depósitos de suelo, y para encontrar soluciones intermedias, se ha estudiado un modelo más general que representa una cimentación rígida apoyada en un estrato sobre semiespacio. A dicho modelo lo definen dos parámetros, la relación H/B y la relación entre los módulos G_1/G_2 (figura 4a).

Los resultados obtenidos del estudio de este modelo muestran que, conforme aumenta el contraste entre G_1 y G_2 , los efectos son radicales para un estrato sobre roca ($G_1/G_2 = 0$) y, obviamente, no se manifiestan en el

caso de un semiespacio ($G_1/G_2 = 1$). Tales efectos son el aumento del coeficiente de rigidez dinámica y una disminución de la capacidad de amortiguamiento. Otro efecto es la disminución de la rigidez dinámica, aún a pequeños valores de G_1/G_2 , es decir, tan luego como no se considera base rígida, los desplazamientos tienden a ser muy grandes comparados con los de un semiespacio. A la vez, el amortiguamiento a cualquier frecuencia, se incrementa debido a la generación de ondas superficiales y a la transmisión parcial de las ondas de cuerpo hacia el semiespacio que sirve de apoyo al estrato.

Los comportamientos antes descritos son una transición entre los modelos estrato sobre roca y semiespacio y así la magnitud de los efectos, disminución de la rigidez dinámica y aumento del amortiguamiento, son importantes a frecuencias menores o iguales que la frecuencia fundamental del terreno de cimentación. Conforme G_1/G_2 varía de 0 (estrato sobre roca) a 1 (semiespacio) los picos de las curvas de las funciones de impedancia son más pronunciados y alargados, y los valores correspondientes a las frecuencias de resonancia disminuyen. En la figura 8 se muestran estas tendencias en términos de la función recíproca de la función de impedancia.

3 APLICACIONES

La aplicación del método de análisis que aquí se presenta, requiere que quien lo utilice conozca sus limitaciones y las ventajas que ofrece el planteamiento de hipótesis simplificadoras basadas en la experiencia práctica y en el conocimiento teórico del ingeniero.

Tanto el análisis como el dimensionamiento de las cimentaciones constituyen un proceso de prueba y error que converge cuando las características de la cimentación satisfacen los requisitos de seguridad y de servicio establecidos para el buen funcionamiento de la máquina. De lo anterior, el diseño de la cimentación se empieza con la proposición de un dimensionamiento preliminar de la misma, que se estima mediante guías prácticas, con lo que el dimensionamiento preliminar no constituye, necesariamente, el diseño final de la cimentación. En la referencia 1 se dan algunas recomendaciones de prediseño que dan como resultado una buena y aceptable aproximación de las dimensiones finales de la cimentación.

A continuación, se aplica el método de análisis para resolver los siguientes problemas propuestos y resueltos en la referencia 1:

PROBLEMA 1

Se necesita diseñar la cimentación de un compresor cuyas características, proporcionadas por el fabricante, se muestran en la figura 9a, algunas de las cuales se mencionan a continuación.

Se trata de un compresor recíprocante vertical de cuatro cilindros que pesa 12764.0

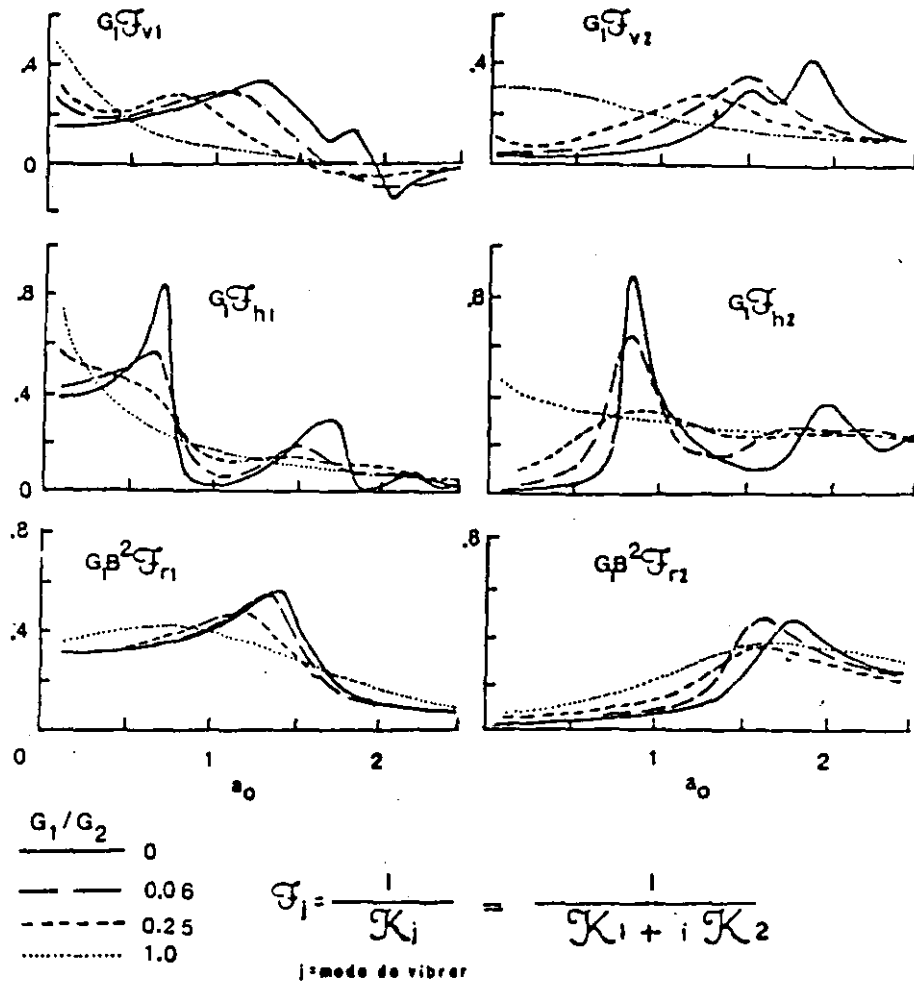


Figura 8. Efecto de la relación G_1/G_2 en las funciones de impedancia de una zapata corrida apoyada sobre estrato sobre semiespacio ($H/B=2$, $\nu=0.40$, $\bar{f}=0.05$) Ref. 9.

kg y tiene el siguiente equipc complementario: un enfriador de gas de 1975.0 kg, amortiguadores de 3182.5 kg, y un motor de 8172.0 kg, el cual tiene un rotor que pesa 2724.0 kg. De acuerdo a lo anterior el peso total de la máquina es de 26093.5 kg y su masa equivalente de 2660.0 μm (unidades técnicas de masa).

La frecuencia de operación primaria (f_{op}) es de 585 rpm o (ω_p) de 61.3 rad/s y la frecuencia de operación secundaria (f_{os}) es de 1170 rpm o (ω_s) de 122.52 rad/s, las cuales producen las fuerzas y momentos mostrados en la figura 9b. Las fuerzas debidas al funcionamiento del motor se consideran nulas.

El suelo de cimentación es una arena limosa medianamente compacta con grava, con pesc volumétrico $\gamma = 1876 \text{ kg/m}^3$; módulo de rigidez al corte $G = 9.6E6 \text{ kg/m}^2$; velocidad de onda cortante $V_s = 227 \text{ m/s}$; relación de Poisson $\nu = 0.35$; amortiguamiento histerético $\xi = 0.05$ y capacidad de carga admisible $q_a = 12 \text{ T/m}^2$.

El problema se resuelve para las acciones no armónicas periódicas resultantes de la superposición de las acciones primarias y secundarias (figura 9b). Se resuelve, también, el caso sencillo de considerar las acciones armónicas simples como una función cuya máxima amplitud es la suma de las amplitudes de las acciones primaria y secundaria actuando con la frecuencia de la acción primaria.

Los parámetros $\bar{K}(\xi)$ y $\bar{C}(\xi)$ de cada modo se obtienen de acuerdo con las ecuaciones 25 y 26, respectivamente.

Los resultados obtenidos en términos de amplitudes se muestran en la figura 10 y en términos de desplazamientos en la figuras 11 y 12, todas en el dominio de la frecuencia. En la figuras 11 y 12 se muestran las diferencias encontradas entre la acción como envolvente y como una suma de armónicas simples. En la tabla 1 aparece un resumen de resultados comparativos que muestran las diferencias encontradas entre los resultados

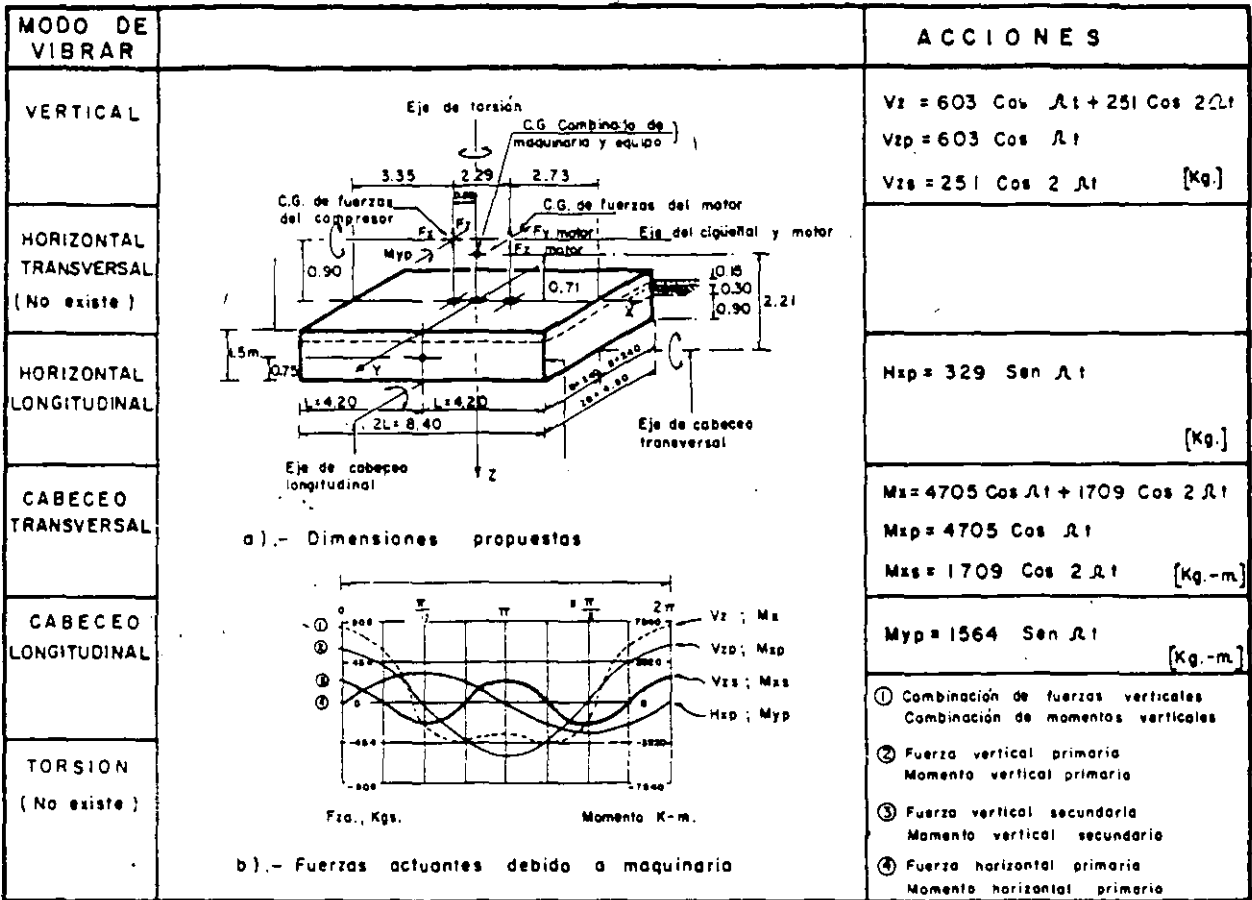


Figura 9. Esquema y datos para el problema 1.

TABLA 1. Resumen de resultados para el problema 1, corresponden a la frecuencia de operación primaria de la máquina.

MODO DE VIBRAR	ACCION ENVOLVENTE	SUMA DE ARMONICAS SIMPLS	REFERENCIA 1
VERTICAL	3.26 μ	3.26 μ	2.60 μ
HORIZONTAL XX	2.27 μ	-----	1.48 μ
CABECEO XX	7.63E-6 rad.	8.49E-6 rad.	5.04E-6 rad.
CABECEO YY	1.05E-6 rad.	-----	0.84E-6 rad.

μ = micras

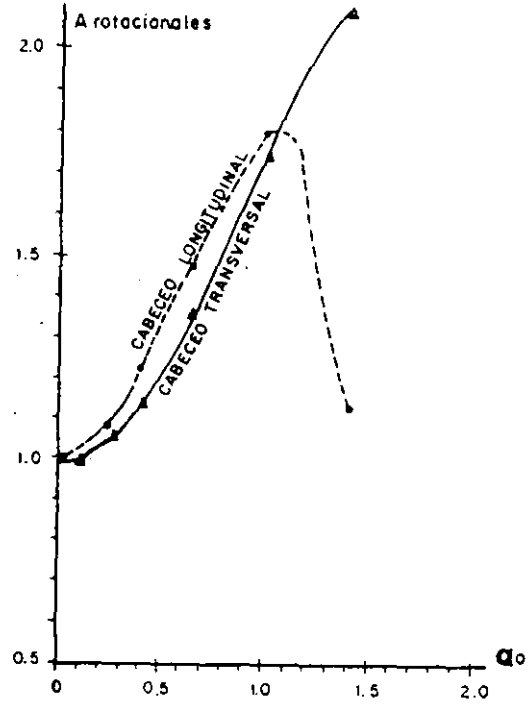
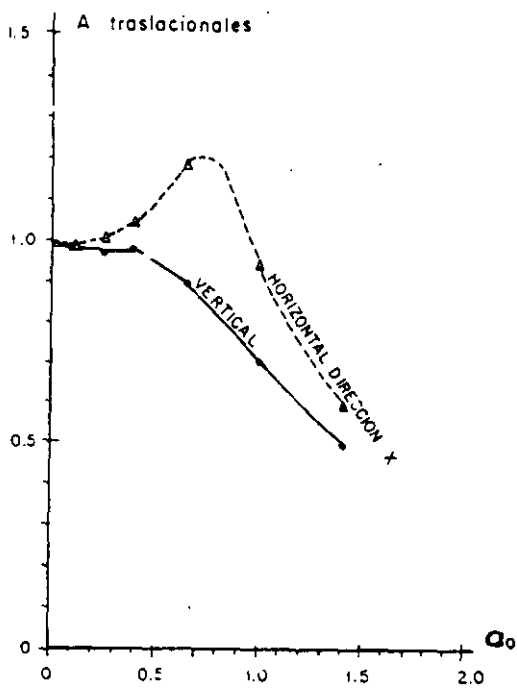


Figura 10. Respuesta de la cimentación del problema 1 en términos de factor de amplificación.

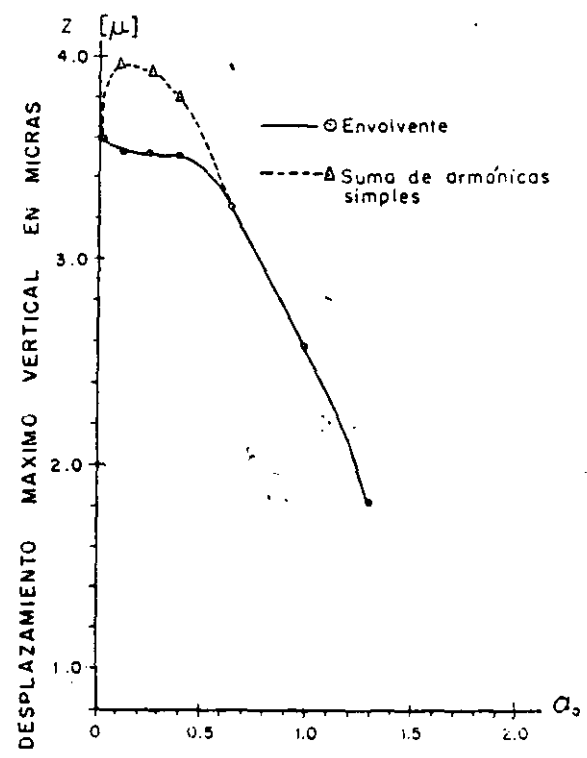
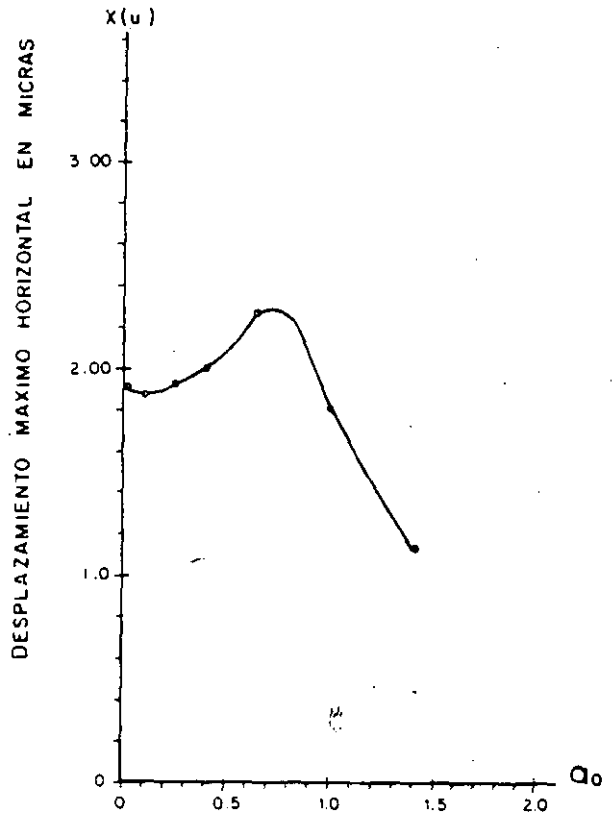


Figura 11. Respuesta de la cimentación del problema 1 en términos de desplazamientos.

obtenidos en este trabajo y los obtenidos por el análisis que se presenta en la referencia 1. Los resultados corresponden a la frecuencia de operación primaria, es decir para un parámetro $a_0 = 0.65$.

PROBLEMA 2.

Se plantea diseñar la cimentación para un generador que funciona con base en turbinas de gas. La condición del suelo de cimentación es mala ya que se trata de una arcilla limosa blanda sensitiva a las vibraciones, por lo que surge la necesidad de limitar la propagación las mismas, así como las amplitudes de deformación. Para ello, se ha propuesto un bloque adicional de inercia como aislador de vibraciones soportado por resortes, con el arreglo mostrado en las figuras 13 y 14a, donde puede verse que el paso entre altas y bajas frecuencias a las que funcionan el generador y la turbina respectivamente, está dado por una caja de engranes.

Para la solución del problema se toman los datos de la referencia 1, los cuales están relacionados con el funcionamiento del sistema de máquinas, las propiedades mecánicas del suelo, así como las propiedades

geométricas y de inercia del sistema cimentación - bloque de inercia - máquinas resultantes del arreglo, los cuales se enlistan a continuación:

a) Datos generales del sistema de máquinas

a.1) Generador

peso (W_a) = 12780 kg
 peso rotor (W_r) = 4295 kg
 frecuencia de operación (f_1) = 1800 rpm o $\omega_1 = 188.5$ rad/s
 excentricidad de masa desbalanceada $e_1 \approx 0.00254$ cm
 fuerza centrífuga (F_{o1}) = $(W_r/g) e \omega^2 = 395.5$ kg

a.2) Turbina

peso (W_t) = 7402.5 kg
 peso rotor (W_r) = 257.5 kg
 frecuencia de operación (f_2) = 8990 rpm o $\omega_2 = 941.43$ rad/s
 excentricidad de masa desbalanceada $e_2 \approx 0.0145$ cm
 fuerza centrífuga (F_{o2}) = 336.8 kg

a.3) Caja de engranes

peso (W_c) = 5922.5 kg

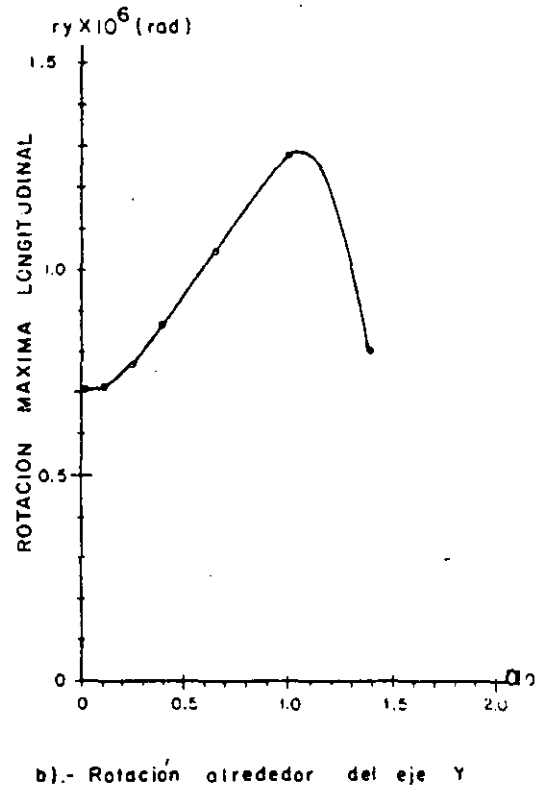
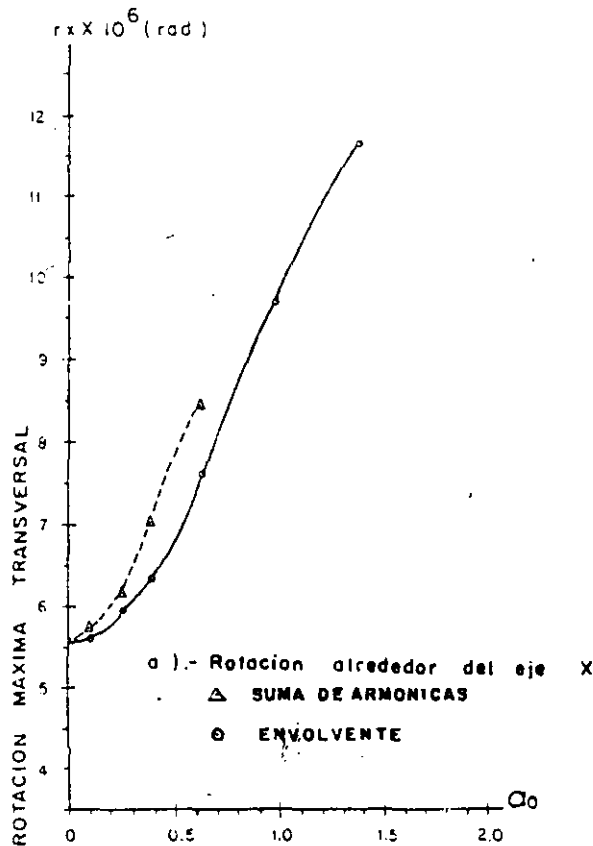


Figura 12. Respuesta de la cimentación del problema 1 en términos de rotaciones.

Se considera que las fuerzas generadas por la caja de engranes son nulas.

a.4) Fuerzas desbalanceadas

Las fuerzas generadas por las máquinas se suponen aplicadas en el centro de masas del sistema de máquinas y perpendiculares al eje de la flecha que las une. Ver figura 13.

La fuerza combinada de las máquinas es, según referencia 1:

$$F(t) = 395.5 \text{ Sen}(188.5 t) + 336.8 \text{ Sen}(941.4 t)$$

o una equivalente que se obtiene al considerar una función senoidal cuya amplitud es la suma de las amplitudes de las armónicas simples y su frecuencia es la frecuencia de operación primaria, en este caso la del generador, por lo que :

$$F(t) = 732 \text{ Sen}(188.5 t)$$

ver figura 14b

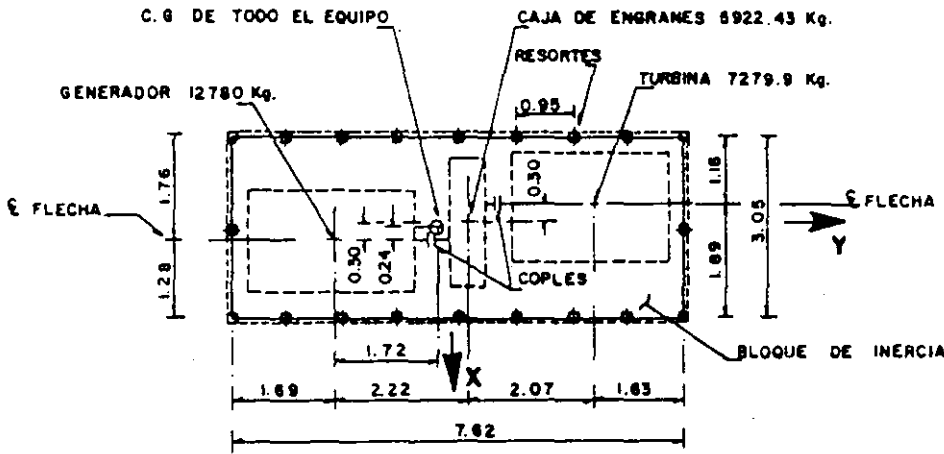
b) Parámetros del suelo

Arcilla limosa blanda
 $\gamma = 1763.6 \text{ kg/m}^3$
 $G = 2.463 \text{E}6 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow V_s = 117 \text{ m/s}$
 $\nu = 0.35$
 $\xi = 0.05$
 $q_s = 4.9 \text{ T/m}^2$

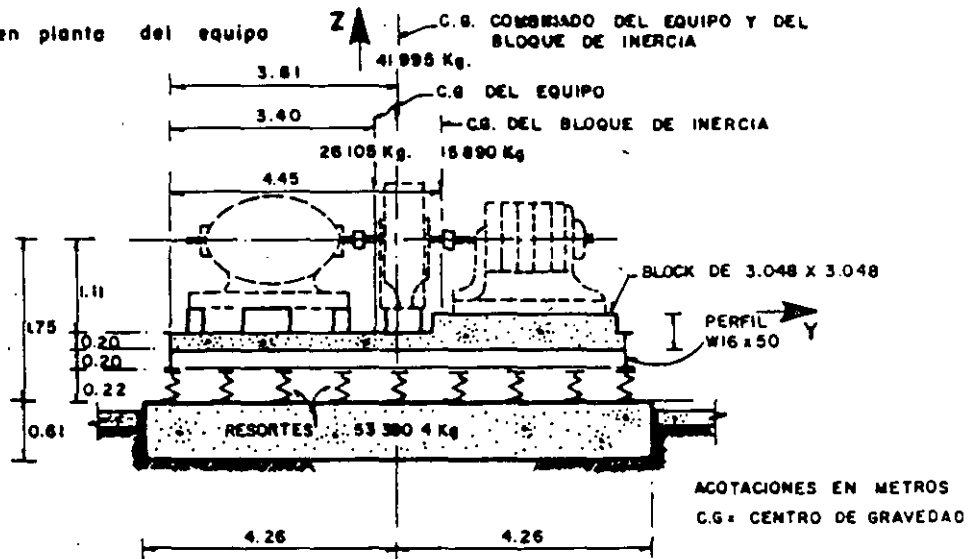
El nivel freático fluctúa y llega hasta 0.91 cm bajo la superficie del terreno en cierta época del año.

c) Parámetros de la cimentación

Debido a que el nivel freático está relativamente a poca profundidad, se ha recomendado que la cimentación sea superficial para evitar excavar bajo agua en caso de cimentación empotrada.

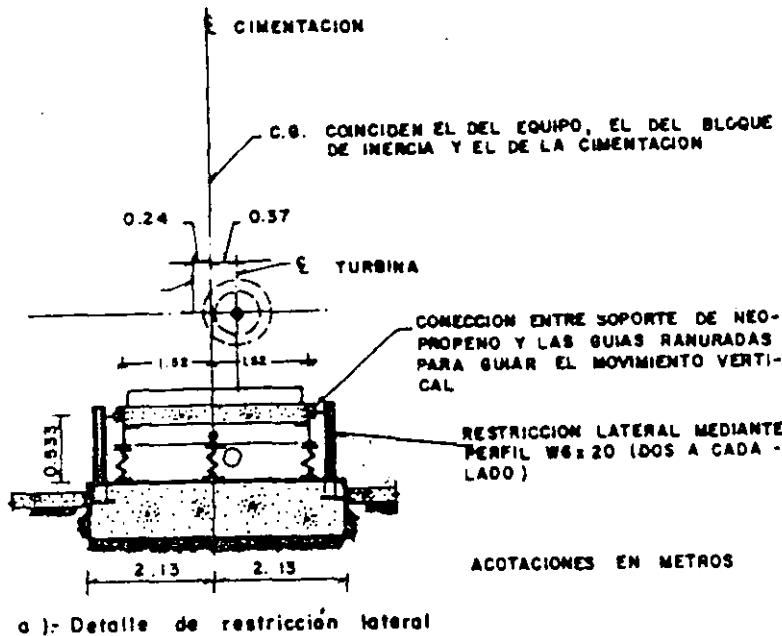


a).- Distribución en planta del equipo

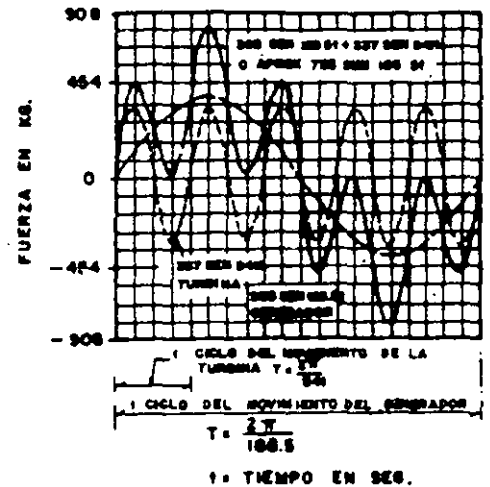


b).- Esquema de la cimentación de las cargas debido al equipo

Figura 13. Esquema y datos para el problema 2.



a) Detalle de restricción lateral



b) Fuerzas centrífugas desbalanceadas

Figura 14. Esquema y datos para el problema 2 (Continuación).

Las dimensiones propuestas, así como las propiedades geométricas y de inercia del sistema, se muestran en la figuras 13 y 14a, enlistándose algunas continuación :

- L = 4.26 m
- B = 2.13 m
- A = 36.3 m²

d) Análisis dinámico.

Se seleccionan 20 resortes con rigidez vertical de 157291.34 kg/m cada uno para disminuir la transmisión vertical de vibraciones; la rigidez total vertical equivalente será $K_1 = 3.14E6$ kg/m. El criterio de selección de los resortes se ha hecho para tener un factor de transmisibilidad de los resortes de $T_r = 0.02$, considerando al bloque inercial como un sistema elemental de un grado de libertad independiente. T_r se define como la relación entre fuerza transmitida a fuerza aplicada.

La restricción al movimiento lateral está dada mediante postes verticales, dos a cada lado; la rigidez lateral es $K_x = 28.83E6$ kg/m (figura 14a).

La rigidez a la rotación de los resortes es función del arreglo de los mismos y de la rigidez vertical de cada uno de ellos, en este caso, el arreglo consiste en dos hileras de 10 resortes cada una separada 1.52 m a ambos lados del eje, que pasa a través del punto o, (figura 14a), y su rigidez a la rotación equivalente respecto al eje y-y está dado por el momento ocasionado por las fuerzas en los resortes por unidad de rotación, esto es;

$$K_{ry} = \frac{\text{Momento}}{\text{rotación}} = \frac{\sum K_i d_i \psi d_i}{\psi} = \sum K_i d_i^2$$

Siendo :

- K_{ry} = rigidez a la rotación respecto al eje y-y
- K_i = rigidez vertical del resorte i
- d_i = distancia perpendicular del resorte i al eje y-y
- ψ = rotación

En este caso , $K_{ry} = 2 K_v e^2$ siendo K_v la rigidez vertical por cada hilera de resortes ($10 \times 157291.34 = 1.57E6$ kg/m) y e la distancia perpendicular del eje de la hilera al eje y-y, $e = 1.52$ m, por lo que $d_i = e = 1.52$ m.

Por lo tanto, $K_{ry} = 7.25E6$ K-m

e) Solución

En este problema el resorte dinámico equivalente se evalúa con:

$$\bar{K} = K (1 - r^2)$$

siendo una expresión equivalente a la ecuación 21 con $K_1 = (1-r^2)$ en que r es la relación de frecuencias (Ω/ω_n); Ω es la frecuencia de la acción y ω_n la frecuencia natural no amortiguada del sistema.

Se considera que para altas frecuencias, equivalentes a las de este problema, la propagación de ondas es unidimensional por lo que el amortiguador dinámico equivalente se evalúa con :

$$C_1 = \rho V_1 A$$

es decir, la ecuación 24 con $\omega = 1$ (referencia 6 y 10).

Así, el amortiguamiento se vuelve independiente de las altas frecuencias y la rigidez del resorte dinámico dependiente de la relación de frecuencias.

Considerando lo anterior, se evaluaron los amortiguadores y resortes dinámicos equivalentes del suelo para cada frecuencia y para cada modo de vibrar resultando lo siguiente :

Para la frecuencia de operación $f_1 = 1800$ rpm
 $\Rightarrow \Omega_1 = 188.5$ rad/s;

Modo vertical:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{z1}(\xi) &= -3.08E8 \text{ kg/m} \\ \bar{C}_{z1}(\xi) &= 1.11E6 \text{ kg s/m} \\ V_1 &= V_{1y} = 194.8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Modo traslacional:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{x1}(\xi) &= -3.0E8 \text{ kg/m} \\ \bar{C}_{x1}(\xi) &= 0.60E6 \text{ kg s/m} \\ V_1 &= V_s = 117 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Modo rotacional:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{ry1}(\xi) &= -9.5E8 \text{ kg m} \\ \bar{C}_{ry1}(\xi) &= 1.53E6 \text{ kg s m} \\ V_1 &= V_{1y} = 194.8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Para la frecuencia de operación $f_2 = 8990$ rpm
 $\Rightarrow \Omega_2 = 941.43$ rad/s;

Modo vertical:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{z2}(\xi) &= -8.65E9 \text{ kg/m} \\ \bar{C}_{z2}(\xi) &= 0.35E6 \text{ kg s/m} \\ V_1 &= V_{1y} = 194.8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Modo traslacional:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{x2}(\xi) &= -86.09E8 \text{ kg/m} \\ \bar{C}_{x2}(\xi) &= -0.14E6 \text{ kg s/m} \\ V_1 &= V_s = 117 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Modo rotacional:

$$\begin{aligned} \bar{K}_{ry2}(\xi) &= 242.4E8 \text{ kg m} \\ \bar{C}_{ry2}(\xi) &= -0.64E6 \text{ kg s m} \\ V_1 &= V_{1y} = 194.8 \text{ m/s} \end{aligned}$$

donde cada $\bar{K}_{ij}(\xi)$ y cada $\bar{C}_{ij}(\xi)$ está evaluado en función de la frecuencia Ω , la forma de la cimentación y el amortiguamiento histerético

ξ , siendo i el modo de vibrar y j el grado de libertad.

Usando el modelo de la figura 15 se evalúa la respuesta únicamente para el modo de traslación vertical. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 2, en la que puede verse que los desplazamientos de la cimentación son casi nulos, lo cual es el objetivo de instalar el bloque de inercia. En la misma tabla, se indican las diferencias obtenidas de las consideraciones siguientes:

a) La acción es una envolvente con la frecuencia del generador y una amplitud máxima igual a la suma de las amplitudes que ocasionan el generador y la turbina.

b) La acción es la suma de armónicas simples correspondientes a la del generador y la de la turbina.

4. CONCLUSIONES.

El procedimiento de análisis que aquí se presenta es resultado de tres décadas de estudio del problema de cimentación de maquinaria el cual ha evolucionado a partir de 1960, en que el análisis se limitaba a recetas empíricas, hasta la fecha, en que se fundamenta en el conocimiento aceptado.

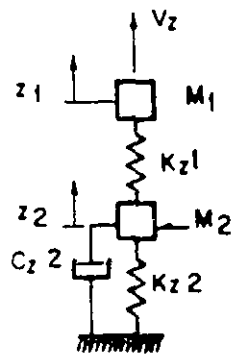
Se han producido planteamientos prácticos y sencillos para resolver el problema de cimentación de maquinaria, los que dan como resultado una metodología que se justifica porque toma en cuenta la interacción suelo-cimentación. Para ello se utilizan modelos simples de la teoría de propagación de ondas, de la dinámica estructural y de la mecánica de suelos, estos rasgos hacen que la metodología sea fácil de aplicar a una gran cantidad de problemas que se presentan en la práctica de la ingeniería de cimentaciones de maquinaria.

Los planteamientos actuales permiten que la solución pueda obtenerse de manera discreta en función de parámetros adimensionales dependientes de la frecuencia y de diferentes propiedades del suelo de cimentación, por lo cual, y considerando que muchos problemas son "repetitivos", dichos parámetros pueden caracterizarse y agruparse de tal manera que puede asignárseles un comportamiento y banco

TABLA 2. Resumen de resultados para el problema 2

DESPLAZAMIENTO VERTICAL	ACCION ENVOLVENTE	SUMA DE ARMONICAS SIMPLES	REFERENCIA 1
MAQUINARIA + BLOQUE DE INERCI	4.91 μ	2.73 μ	2.73 μ
CIMENTACION	0.01 μ	0.03 μ	CONSIDERA NULO

μ = micras



M_1 = Masa equivalente al sistema
máquina-bloque de inercia

M_2 = masa de la cimentación

c).- Traslación vertical

Figura 15. Sistema elemental de dos grados de libertad, modo vertical.

de datos específico, con lo que es posible hacer programas de computadora que resuelvan más rápidamente los problemas. Por otra parte, permiten estudios paramétricos y la verificación de resultados obtenidos con métodos más complicados, prescindiendo casi de las computadoras.

El proceso de análisis es iterativo, por lo cual, en los primeros pasos del análisis, conviene obtener la respuesta en función de diferentes frecuencias aparte de la de operación, ya que esto permite enterarse de los factores que influyen en la respuesta y así, hacer medidas correctivas ya sea durante el proceso de análisis, de diseño o como consecuencia del mal funcionamiento de una máquina.

En proyectos importantes es necesaria la participación interdisciplinaria entre un especialista en dinámica estructural, un especialista mecánico y un especialista en geotecnia, ya que este último tiene la tarea de resolver los problemas relacionados con la interacción suelo-cimentación.

En resumen, el método aquí presentado es simple, útil y práctico, para resolver problemas de cimentaciones superficiales de maquinaria sujetas a cargas armónicas. Se tiene la desventaja de que el método requiere del uso de funciones de impedancia las cuales deben obtenerse con investigaciones previas al cálculo de la respuesta de la cimentación. Aunado a lo anterior, falta definir un criterio para elegir el módulo de rigidez al corte equivalente que represente al tipo de depósito de suelo y que simule al semiespacio ideal utilizado para la solución del problema de vibración de maquinaria. Esto es importante ya que un paso crítico en el análisis, es la elección de dicho módulo de rigidez al corte equivalente.

Por otra parte, es importante señalar que mientras no exista una teoría no lineal que pueda emplearse consistentemente con los resultados experimentales, habrá diferencias entre lo predicho y lo medido.

REFERENCIAS

1. Arya, O'Neill y Pincus (1979) "Design of structures and foundations for vibration machines". Gulf Publishing Co. Book Division.
2. Beredugo y Novak (1972) "Coupled horizontal and rocking vibrations of embedded footings". Canadian Geotechnical Journal Vol. 9, 1972, pags. 477-497.
3. Broch (1972) "Mechanical vibration and shock measurements" The application of the Brüel & Kjaer measuring systems.
4. Comisión Federal de Electricidad (1979) "Manual de diseño de obras civiles, Estructuras C.11. Metodos de diseño". México D.F.
5. Crouse, Liang y Martin ((1985) "Experimental foundation impedance functions" Journal of Geotechnical Engineering Vol.111 No.6 Junio, 1985.
6. Dobry y Gazetas (1986) "Dynamic response of arbitrarily shaped foundations" JGE-ASCE Vol. 112 No.2 Feb. 1986.
7. Dobry, Oweis y Urzua (1976) "Simplified procedures for estimating the fundamental period of a soil profile" Bulletin of the Seismological Society of America Vol. 66 No.4 pags. 1293-1321, Agosto 1976.
8. Fialho Rodrigues L. (1978) "Techniques for in situ measurements of shear wave velocity" Memoria No. 494 Ministerio de Habitación e obras publicas, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa Portugal, 1978.
9. Gazetas G. (1983) "Analysis of machine foundation vibration state of the art" Journal of Soil Mechanics and Earthquake Engineering Vol. 2 No. 1 1983 pags. 2-42.
10. Gazetas G. y Dobry R. (1984) "Simple radiation damping model for piles and footings" Journal of Engineering Mechanics Vol. 110 No. 6 ASCE, Junio 1984 .

11. Gazetas, Dobry, y Tassoulas (1987) "Vertical response of arbitrarily shaped embedded foundations" JGE-ASCE Vol. 111 No.6, Junio 1985.

12. Gazetas y Tassoulas (1987) "Horizontal stiffness of arbitrarily shaped embedded foundations" JGE-ASCE Vol. 113 No.5, Mayo 1987.

13. Gazetas y Tassoulas (1987) "Horizontal damping of arbitrarily shaped embedded foundations" JGE-ASCE Vol. 113 No.5, Mayo 1987.

14. Lysmer J. (1980) "Foundation vibration with soil damping" Proc. 2nd ASCE Conf. on Civil Engineering and Nuclear Power, Knoxville Vol. II paper 10-4 pags. 1-18.

15. Marcuson III F.W. y Joseph R. Curri Jr. (1981) "Field and laboratory of soil moduli" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Octubre 1981.

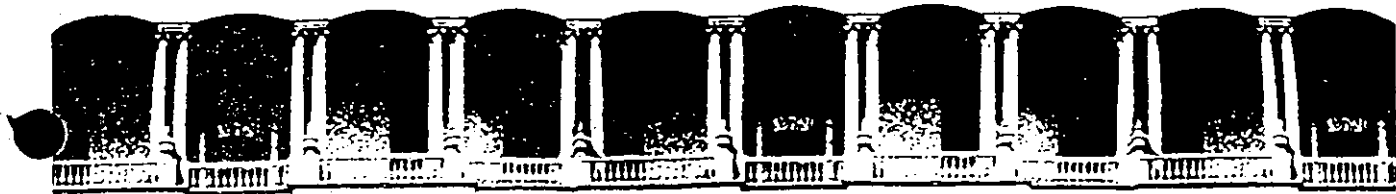
16. Novak y Sachs K. (1973) "Torsional coupled vibration of embedded footings" Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 2, 1973.

17. Novak Milos (1985) "Experiments with shallow and deep foundations" Vibration Problems in Geotechnical Engineering. GED-ASCE Convention, Detroit Michigan, Octubre 1985.

18. Veletsos y You (1971) "Lateral and rocking vibration of footings" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 97 SM.9, Septiembre 1971.

19. Veletsos y Verbic (1973) "Vibration of viscoelastic foundation" Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 2, 1973.

20. Veletsos y Verbic (1974) "Basic response functions for elastic foundations" JGE-ASCE Vol. 100 No. EM2, Abril 1974.



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO 3

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS SUPERFICIALES**

19 AL 24 DE OCTUBRE 1992

A C U E D U C T O S

DR: RAUL FLORES B.

I N D I C E

	Pag.
1.- DEFINICIONES.	1
2.- ANTEPROYECTO, PROYECTO Y CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS.	4
3.- LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS.	6
4.- BIBLIOGRAFIA.	12
5.- FIGURAS.	

1.- DEFINICIONES.

El objetivo de un acueducto es conducir un gasto de agua de un punto de toma a un punto de entrega, por consecuencia, podemos definir un acueducto como una conducción de agua cuyas características determinantes son su longitud y que el punto de entrega se encuentra a una cota mayor o menor que la del punto de toma (respecto al nivel del mar). De acuerdo a lo anterior podemos dividir a los acueductos de la siguiente manera:

- Acueductos largos cuya conducción de agua es a presión.
- Acueductos cortos cuya conducción de agua es a presión.
- Acueductos largos cuya conducción de agua es por gravedad.
- Acueductos cortos cuya conducción de agua es por gravedad.

Los acueductos cortos a presión y las conducciones cortas y largas por gravedad (Ver Fig. 1) son casos más simples que el de una conducción larga a presión (Ver Fig 2).

En general, la realización de los elementos físicos de significación práctica que se presentan en un acueducto tales como - la operación estacionaria del sistema, arranque y paro de bombas, llenado y vaciado del acueducto y las oscilaciones rápidas y lentas de presión y gasto, afectan el objetivo principal del mismo.

Por otra parte el diseño de un acueducto implica determinar el diámetro y la resistencia requerida en sobrepresiones (presiones mayores que las de operación normal) y depresiones (presiones menores que la atmosférica).

La descripción de un acueducto la podemos realizar a través de los elementos que lo integran:

Componentes Generales de un Acueducto

- Punto de toma
- Conducción
- Punto de entrega

- Componentes Particulares de un Acueducto (incluye conducciones a presión y por gravedad)

- Punto de Toma
 - Obra de toma y/o planta de bombeo para pozos, ríos, lagos y presas.

- Conducción

- Tubería
- Atraques
- Cámara de Aire
- Tanques Unidireccionales
- Tanques de Regulación
- Torres de Oscilación
- Quiebracargas
- Cajas Rompedoras de Presión

- Punto de Entrega

- Tanques Superficiales
- Plantas Potabilizadoras.

La problemática de cada componente particular de un acueducto obedece a su función específica dentro de la concepción del mismo , ya sea conducción a presión o conducción por gravedad. En cuanto a Cámaras de aire, tanques unidireccionales y torres de oscilación corresponden a estructuras de protección de un acueducto trabajando a presión, y quiebracargas y cajas rompedoras de presión corresponden a estructuras de protección para un acueducto trabajando por gravedad.

2.- ANTEPROYECTO, PROYECTO Y CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS.

Para la realización satisfactoria de un acueducto se requiere la elaboración de un anteproyecto, un proyecto ejecutivo y de la construcción del mismo, asimismo requiere de la participación de diversas ramas de la ingeniería civil, geología e ingeniería electromecánica:

Anteproyecto

- Geohidrología
- Hidráulica
- Mecánica de Suelos
- Electromecánica

Proyecto Ejecutivo

- Hidráulica
- Electromecánica
- Mecánica de Suelos
- Estructuras
- Sísmica
- Sanitaria
- Arquitectura

Construcción

- Supervisión Hidráulica
- " Electromecánica
- " Mecánica de Suelos
- " Estructuras
- " Sísmica
- " Sanitaria
- " Arquitectura.

El anteproyecto se encarga de la identificación de fuentes de abastecimiento de agua y estudio de alternativas de las mismas, estudio de alternativas de conducción, estudio de alternativas de estructuras de protección del acueducto y estudio de alternativas de entregas, regulaciones y potabilización.

El proyecto ejecutivo realiza la proposición más adecuada en cuanto a fuentes de abastecimiento de agua (obra de toma), Línea de conducción, estructuras de protección para la línea de conducción, tanques de regulación y entrega y plantas potabilizadoras.

La realización de un acueducto requiere de diferentes técnicas de construcción para obra de toma, plantas de bombeo, estructuras de protección del acueducto, tanques de regulación y entrega y plantas potabilizadoras, asimismo, requiere de la supervisión correcta de la realización del proyecto ejecutivo en las ramas técnicas involucradas.

3.- LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ACUEDUCTOS.

En el punto anterior se expuso que la mecánica de suelos interviene activamente en las tres etapas fundamentales para el diseño y construcción de un acueducto, sin embargo, en cada una de ellas su grado de participación es diferente. Ahora bien, antes de proseguir, es necesario hacer una división de las componentes particulares de un acueducto, basada principalmente en los alcances de los trabajos de mecánica de suelos, la cual se muestra de la manera siguiente:

- a).- Obra de captación
- b).- Línea de conducción
- c).- Estructuras del Acueducto

Si la obra de captación no es una presa, entonces el punto a) pasa a formar parte del punto b), asimismo, los problemas de mecánica de suelos referentes a presas se tratan en otra sección dentro del curso general.

3.1.- Anteproyecto.

El desarrollo de la mecánica de suelos para el anteproyecto del acueducto requiere de enfoques generales para definir las alternativas viables que posteriormente el proyecto ejecutivo realizará de manera definitiva. La exploración geotécnica se

desarrollará a base de pozos a cielo abierto en las componentes particulares del acueducto, con un programa de pruebas de laboratorio generalmente tendientes a la identificación de problemas geotécnicos que impacten el proyecto general. Los análisis de mecánica de suelos se enfocarán principalmente a establecer un diagnóstico necesario y suficiente para contribuir a lograr discernir las mejores alternativas de un acueducto.

Los problemas geotécnicos a resolver en el anteproyecto, son:

a).- Definición del tipo o tipos de cimentación de las diversas estructuras del acueducto.

b).- Definición de problemas críticos de estabilidad en excavaciones para alojar las diversas estructuras del acueducto.

c).- Análisis general de costos de las soluciones de cimentación propuestas.

d).- Definición de problemas críticos de estabilidad en las excavaciones de zanjas para alojar las tuberías.

- e).- Definición de tipos de materiales por excavar para alojar tuberías en las alternativas seleccionadas y su impacto económico en el costo del acueducto.
- f).- Definición de problemas de agresividad de suelos en los tipos de tuberías propuestos para la línea de conducción.

3.2).- Proyecto Ejecutivo.

Una vez seleccionada la opción más viable estudiada en el anteproyecto y definida claramente en el nivel conceptual del proyecto ejecutivo, la mecánica de suelos se define específicamente para las componentes particulares del acueducto; en general serán tres los puntos que definen dichos trabajos: exploración de campo, trabajos de laboratorio y análisis de ingeniería geotécnica con todas sus recomendaciones técnicas derivadas del mismo.

Ahora bien, los problemas de mecánica de suelos por resolver en general son:

3.2.1.- Estructuras del Acueducto

- a).- Marco Geológico General del Acueducto
- b).- Tipo de exploración geotécnica
- c).- Programa adecuado de pruebas de laboratorio
- d).- Resolución de tipo de cimentación para cada estructura propuesta
 - Capacidad de carga
 - Asentamientos
 - Interacción suelo-estructura (en su caso)
- e).- Resolución de estabilidad de las excavaciones para alojar estructuras incluyendo problemas de flujo de agua y su manera de resolverlos.
- f).- Resolución de problemas de empujes de tierras.
- g).- Problemas Especiales de cimentación tales como sísmicos y agresividad de suelos a las estructuras.
- h).- Instrumentación geotécnica que se requiera.

3.2.2.- Línea de Conducción

- a).- Resolución de los problemas de esta bilidad para las excavaciones de - las zanjas y recomendaciones de ta - ludes de diseño.
- b).- Definiciones de tipos de materiales por excavar para alojar la tubería.
- c).- Resolución de problemas de mecánica de suelos para el diseño de atra - ques de la tubería:
 - Capacidad de carga
 - Asentamientos
 - Empujes de tierra
- d).- Resolución de problemas geotécnicos para los cruces de la línea de con - ducción con ríos, arroyos, carrete - ras, ferrocarril, etc. es decir, re solución de los siguientes problemas:
 - Socavación
 - Cimentaciones
 - Estabilidad de excavaciones.

- e).- Resolución de problemas de agresividad de suelos y sus protecciones a la tubería.
- f).- Problemas especiales en la línea de conducción, tales como el sísmico.

3.3.- Construcción.

En esta etapa el papel de la mecánica de suelos es el de supervisar la realización correcta del proyecto geotécnico, hacer los ajustes razonables durante la construcción y llevar a buen término su ejecución verificando el comportamiento del subsuelo en los casos que lo requiera. Se pueden hacer uso de los siguientes factores.

- a).- Realización de exploración geotécnica complementaria.
- b).- Realización de pruebas de laboratorio complementarias.
- c).- Realización de análisis de ingeniería requeridos.

Los anteriores puntos son aplicables a todas las componentes particulares de un acueducto.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Principles of Engineering Geology and Geotechnics.- D.P. Krynine and W.R. Judd.- Mc Graw Hill Book Co. 1957.
- 2.- Introduction to Physical Geology.- C.R. Longwell and R.F. Flint.- John Wiley and Sons, Inc. 1955.
- 3.- Theoretical Soil Mechanics.- K. Terzaghi.- John Wiley and Sons, Inc. 1943.
- 4.- Subsurface Exploration and Sampling of Soils.- V.S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station. Vicksburg, Miss. 1949.
- 5.- Mecánica de Suelos Tomos I, II y III.- E. Juárez Badillo y A. Roco R.- Limusa 3^a Ed. 1975.
- 6 - La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.- K. Terzaghi y R.B. Peck.- El Ateneo 1955.
- 7.- Fundamentals of Soil Mechanics.- D.W. Taylor.- John Wiley and Sons, Inc. 1956.
- 8.- Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures.- G.P. Tschebotarioff.- Mc. Graw Hill Book Co. 1957.

- 9 .- Mechanics of Soils.- A.R. Jumikis.- Van Nostrand Co. 1964.
- 10 - Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions.-
L. Zeevaert.- Van Nostrand end Reinhold. 1973.
- 11.- Interacción Suelo-Estructura de Cimentación.- L. Zeevaert
Limusa 1980.
- 12.- Foundation Engineering.- R.B.Peck, W.E. Hanson and T.H. -
Thornburn.- John Wiley and Sons. 1957.

F I G U R A S

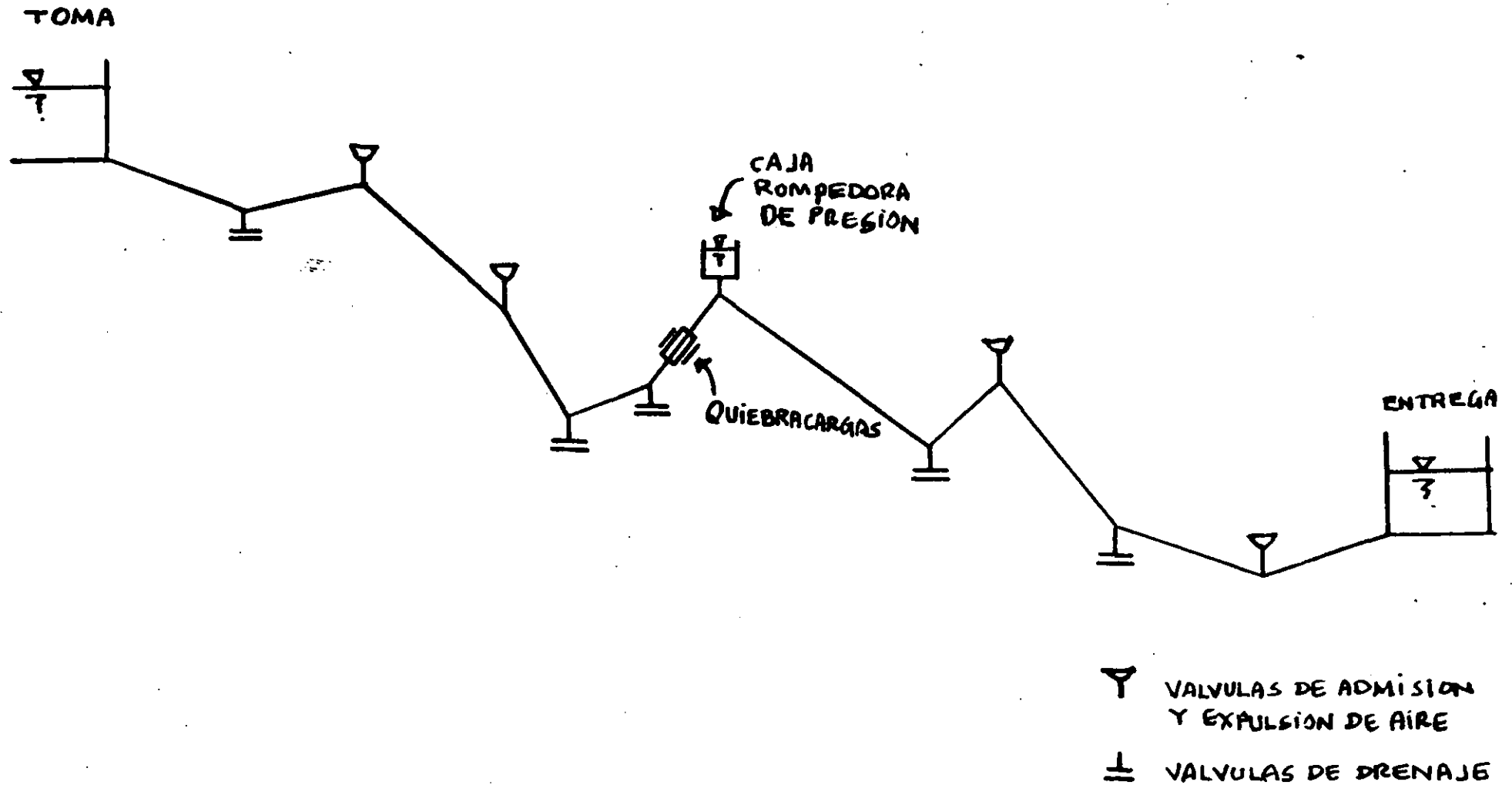


FIG 1.- ESQUEMA DE ACUEDUCTO TIPO POR GRAVEDAD.

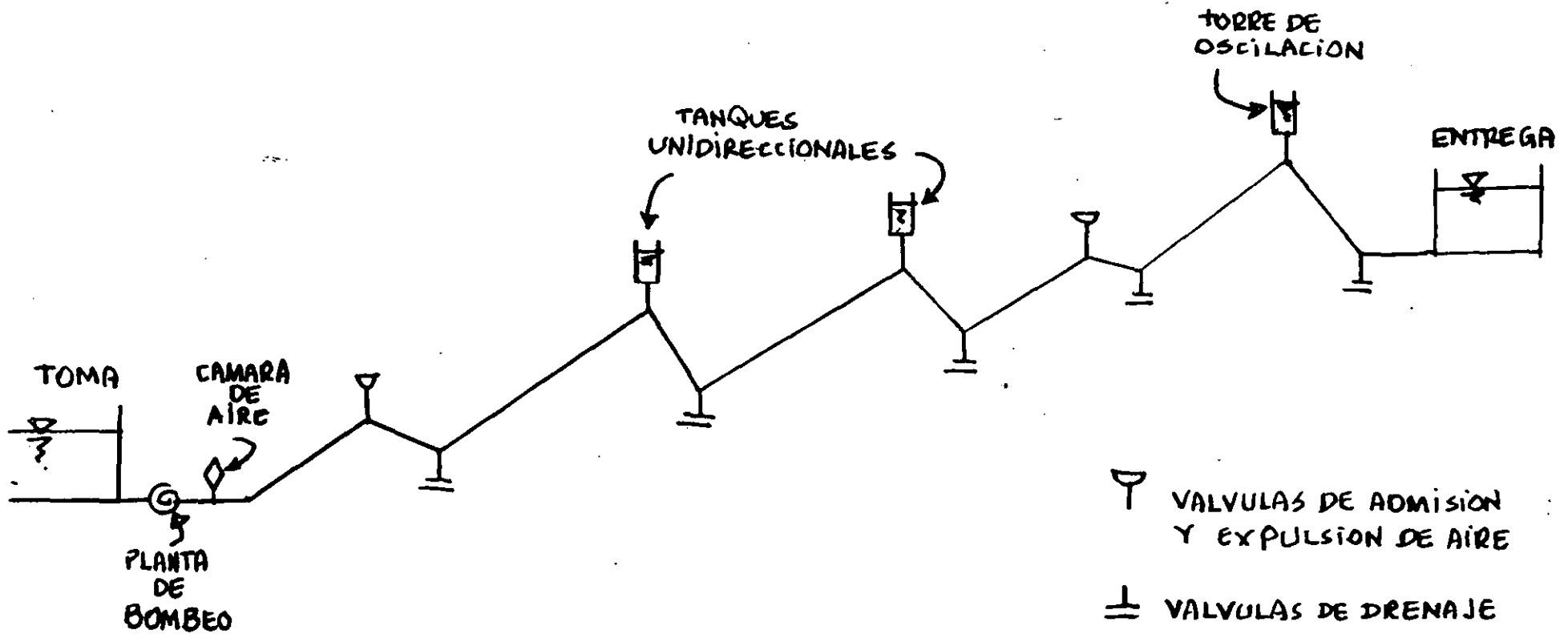


FIG 2.- ESQUEMA DE ACUEDUCTO TIPO A PRESION.



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

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO III

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS SUPERFICIALES**

DEL 19 AL 24 DE OCTUBRE

**CANALES Y CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS
SUPERFICIALES**

**M. EN I. RAUL V. OROZCO
SANTOYO**

OCTUBRE - 1992

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

SUBJEFATURA DE INGENIERIA CIVIL

SECCION DE MECANICA DE SUELOS

FACULTAD DE INGENIERIA

UNAM

PERDIDAS DE AGUA POR INFILTRACION EN CANALES

POR:

M.I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

MATERIA: FLUJO DE AGUA EN SUELOS
PROFESOR: DR. RAUL FLORES BERRONES

PERDIDAS DE AGUA POR INFILTRACION EN CANALES

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION	1
TIPOS DE RECUBRIMIENTO DE CANALES	2
METODOS DE MEDICION DE LA INFILTRACION	2
Pruebas de Permeabilidad antes de la Construcción	3
Pruebas de Permeabilidad después de la Construcción	3
ESTIMACION DE LAS PERDIDAS DE AGUA POR INFILTRACION	5
Método Teórico de Bouwer	5
Método Semiempírico del U.S.B.R.	6
APLICACION DE LOS METODOS DE BOUWER Y DEL U.S.B.R. PARA UN CASO PRACTICO	8
Resultados del Método de Bouwer	8
Resultados del Método del U.S.B.R.	8
Comparación de los Resultados de Ambos Métodos	9
DIMENSIONAMIENTO DE REVESTIMIENTOS	9
RECOMENDACION	10
REFERENCIAS	11
TABLAS Y FIGURAS	

INTRODUCCION (Refs. 1 y 2)

Las pérdidas de agua en los canales, debidas a la infiltración, han sido reducidas satisfactoriamente mediante la construcción de revestimientos relativamente impermeables, mediante tratamientos especiales de la sección del canal o mediante la utilización de conductos cerrados. La determinación cuantitativa de la infiltración en un canal existente, así como la estimación de la misma en un canal proyectado tienen una importancia significativa. En ambos casos, se han desarrollado una diversidad de métodos para medir las pérdidas de agua de un canal en funcionamiento y para evaluar la posible infiltración en un canal proyectado. Entre los factores que afectan la infiltración se pueden citar los siguientes:

1. Naturaleza del material (incluyendo su permeabilidad) por el que atraviesa el canal.
2. Características del transporte y depósito de limos y arcillas en el canal.
3. Tirante de agua en el canal.
4. Extensión relativa del área mojada.
5. Flujo del agua de infiltración.
6. Localización del nivel freático en relación con el canal.
7. Contenido de aire en el suelo.
8. Velocidad del flujo.
9. Acción de la capilaridad y de la gravedad.
10. Temperatura del suelo y del agua.
11. Pendiente del terreno en el sentido perpendicular a la dirección del flujo del canal.
12. Propiedades químicas del suelo y del agua.

Es difícil determinar los efectos de muchos de estos parámetros en las

pérdidas de agua por infiltración y su evaluación requiere grandes inversiones y un tiempo considerable. Por lo tanto, los factores que se consideran como los menos importantes, en función de su efecto en las pérdidas por infiltración, tales como las temperaturas del suelo, la velocidad del flujo y la pendiente del terreno en el sentido perpendicular a la dirección del flujo del canal, generalmente no se incluyen en los análisis.

Otro tipo de análisis teórico se puede consultar en las Refs. 3-9.

TIPOS DE RECUBRIMIENTO DE CANALES (Ref. 1)

A continuación se describen algunos tipos de recubrimiento de canales

1. Recubrimientos de superficie dura y membrana expuesta. En general, estos recubrimientos han sido construidos a base de concretos hidráulicos, o morteros de cemento Portland, concreto y morteros asfálticos, bloques asfálticos prefabricados, ladrillos, piedras, suelo-cemento y membranas expuestas de plástico y hule sintético. A este tipo de recubrimientos corresponde el mayor costo inicial, especialmente en el caso de los recubrimientos de concreto hidráulico; generalmente, sólo se recomiendan los recubrimientos de concreto hidráulico cuando la seguridad estructural es un factor principal.

2. Recubrimientos de membrana enterrada. En este grupo se incluyen los cementos asfálticos aplicados en caliente, los materiales asfálticos prefabricados, los plásticos, así como las capas de bentonita y otros tipos de arcilla; estos recubrimientos tienen un costo inicial bajo. Puesto que las membranas deben ser protegidas, es necesario cubrirlas con tierra, grava o ambas. Por lo tanto, es necesario limitar la velocidad permisible del agua para evitar la erosión de la cubierta protectora.

3. Recubrimientos de suelo. En esta categoría se encuentran los recubrimientos gruesos de suelo compactado, los recubrimientos delgados de suelo compactado, las capas de suelo tendidas sin compactarse, las mezclas suelo-bentonita y los suelos estabilizados.

METODOS DE MEDICION DE LA INFILTRACION (Refs. 1, 10, 11 y 12)

La estimación de la infiltración antes o después de la construcción de un canal es una actividad extremadamente importante. Para cada uno de estos casos existen varias pruebas convencionales, las cuales se describen brevemente a continuación.

Pruebas de Permeabilidad Antes de la Construcción

A menudo es posible decidir si un canal deberá ser recubierto a partir de la inspección del suelo por el que cruzará el canal; esta decisión se basa, generalmente, en las propiedades de permeabilidad del suelo en cuestión. Sin embargo, cuando se tienen dudas respecto a la permeabilidad del suelo, es necesario recurrir a las pruebas de permeabilidad en el lugar para contar con elementos que permitan estimar las pérdidas potenciales de agua por infiltración y decidir si se deberá recubrir el canal. En la Fig. 1, se presenta un criterio para definir si existe la necesidad de construir un revestimiento impermeable con o sin drenaje complementario.

1. Permeámetro de pozo. La prueba consiste en determinar el flujo permanente de agua hacia afuera, de un pozo no revestido, en el que la superficie del agua se mantiene a una elevación constante. Siempre que sea posible, la prueba se realiza a lo largo del eje del canal; el fondo del pozo deberá coincidir con el nivel de plantilla del canal y el nivel de la superficie del agua deberá coincidir con el del tirante de operación del canal.

Pruebas de Permeabilidad Después de la Construcción

Los métodos aceptados actualmente para la medición de las pérdidas de agua en canales existentes son: estanques de prueba, flujo de entrada-flujo de salida (*inflow-outflow*) y medidor de infiltración.

En la operación normal de un canal, las pérdidas por evaporación generalmente se consideran despreciables. Sin embargo, en la realización de mediciones de infiltración, la evaporación puede ser un factor importante.

1. Método de estanques de prueba. Este método es el más exacto y confiable para determinar las pérdidas de agua por infiltración, que se conoce en la actualidad. Se utilizan cortinas o bordos temporales de alta impermeabilidad para aislar tramos de un canal; esos tramos son llenados con agua y se mide la relación entre la caída en el nivel de la superficie del agua y el tiempo. La caída en el nivel de la superficie del agua, con el tiempo, y las dimensiones físicas del estanque de prueba proporcionan los datos necesarios para calcular la pérdida de agua por infiltración en metros cúbicos por metro cuadrado de área mojada en 24 horas. Con el fin de obtener resultados satisfactorios, se deberá escoger el tramo de canal para la prueba, de tal manera que se eviten flujos de entrada o salida que no puedan ser medidos exactamente.

2. Método del flujo de entrada-flujo de salida. En el método del flujo de entrada-flujo de salida se utilizan las mediciones en los extremos de "aguas arriba" y "aguas abajo" del tramo estudiado; la exactitud de este método depende de la exactitud de las mediciones. Las cantidades de agua que entran y salen del tramo de canal analizado se miden cuidadosamente y la diferencia en los registros correspondientes se atribuye a la infiltración. Las mediciones resultantes del empleo de este método no son suficientemente exactas para la determinación de las pérdidas de agua por infiltración en tramos cortos de canal.

c. Método del medidor de infiltración. El medidor de infiltración es una versión modificada del permeámetro de carga hidráulica constante, desarrollado para utilizarse bajo el agua. Consiste en un depósito cilíndrico impermeable de infiltración conectado, por medio de un tubo de plástico, a una bolsa flexible con agua. El agua fluye de la bolsa al depósito, de donde se infiltra a través de los 0.19 m^2 de área de terreno natural aislada por el depósito. Al mantener sumergida la bolsa de agua, las cargas hidráulicas en las zonas dentro y fuera del depósito cilíndrico son iguales. La infiltración puede ser calculada a partir del peso del agua perdida en un período de duración conocida y para un área constante debajo del medidor. El medidor de infiltración no se considera como un medio exacto para medir las pérdidas por infiltración. Su mérito radica en la determinación aproximada de lugares con pérdidas relativamente altas por infiltración.

d. Limitaciones de los métodos aceptados. Puesto que en el método de los estanques de prueba es necesario poner fuera de operación el canal para efectuar las mediciones de pérdidas de agua por infiltración, este método es más apropiado en las localidades en donde la irrigación tiene un carácter estacional. Este método se puede emplear fuera de la estación de riego, pero se deberá poner un cuidado especial en no hacer las pruebas a temperaturas extremadamente bajas o en condiciones que difieran notablemente de aquéllas que prevalezcan en la estación de riego. El método de flujos de entrada-flujos de salida puede ser empleado sin interferir con los horarios de irrigación. Sin embargo, cuando entran flujos secundarios en el tramo estudiado, los cuales no pueden ser ni medidos ni controlados, se presentarán errores adicionales en la medición de las pérdidas por infiltración. Los medidores de infiltración pueden ser utilizados durante la operación normal de un canal; sin embargo, su uso está restringido a canales sin recubrimiento o recubiertos con suelo, mientras que los otros dos métodos pueden ser utilizados en ambos casos. Los estanques de prueba pueden ser utilizados para investigar tramos cortos de canal, pero en el método de flujos de entrada-flujos de salida se requieren tramos suficientemente largos para obtener pérdidas que puedan ser medidas. La longitud del estanque deberá ser establecida de tal manera que los tirantes en los extremos de "aguas arriba" y "aguas abajo" no difieran significativamente.

ESTIMACION DE LAS PERDIDAS DE AGUA POR INFILTRACION

Método Teórico de Bouwer (Refs. 13 a 15)

La infiltración es un proceso dinámico que es afectado por un sinnúmero de factores; por ejemplo, la irregularidad del suelo, las fisuras, los orificios, las vetas de grava, la erosión y la sedimentación en el canal, la actividad biológica, la fluctuación del nivel de aguas freáticas, los ciclos alternados de saturación y secado del suelo en los canales que transportan agua sólo intermitentemente, etc. En el caso de un análisis teórico sobre la influencia en la infiltración de las condiciones del canal, del suelo y del nivel freático, es necesario realizar varias simplificaciones. De esta manera, se pueden identificar las dos condiciones básicas de infiltración siguientes (la geometría y los símbolos correspondientes a estas dos condiciones se presentan en la Fig. 2).

Condición A. El canal está construido en un suelo uniforme, debajo del cual se encuentra un suelo muy permeable.

Condición B. El canal está construido en un suelo uniforme, debajo del cual se encuentra un suelo impermeable.

A continuación se describen las variables que aparecen en la Fig. 2:

- D_p = distancia vertical entre el fondo del canal y la capa muy permeable, para la condición A;
- D_i = distancia vertical entre el fondo del canal y la capa impermeable, para la condición B;
- D_w = profundidad del nivel freático, con respecto a la superficie del agua en el canal;
- H_w = tirante de agua en el centro del canal;
- W_b = anchura de la plantilla del canal;
- W_s = anchura de la superficie del agua en el canal;
- K = conductividad hidráulica del suelo (o coeficiente de permeabilidad del suelo).

El gasto de filtración, q_s , por unidad de longitud del canal se estima con la fórmula siguiente:

$$q_s = (\bar{I}_s/K) (K) (W_s) \quad (1)$$

en donde:

\bar{I}_s/K = coeficiente adimensional que es función de H_w/W_b y de D_p/W_b para la condición A y de H_w/W_b y de D_i/W_b para la condición B.

Este último parámetro se obtiene de una gráfica. A manera de ejemplo, en la Fig. 2, se presenta una de esas gráficas para una relación H_w/W_b de 0.75. En esta gráfica, para la condición A, se puede observar que a medida que disminuye el espesor de la capa uniforme, aumenta el gasto de filtración, hasta que el nivel freático coincide con el nivel superior de la capa muy permeable. En esa situación, se presenta la condición A' y el aumento posterior de la profundidad del nivel freático no tiene ningún efecto en la infiltración. Por lo tanto, las curvas de la condición A terminan en la curva correspondiente a la condición A'.

En la condición B, a medida que aumenta el espesor de la capa uniforme, se incrementa el gasto de filtración. Si $D_i > 10 W_b$, las curvas de infiltración se acercan a la curva de un suelo uniforme de espesor infinito. Por lo tanto, las capas muy permeables o impermeables tienen un efecto despreciable en el gasto de filtración si su espesor (medido a partir de la plantilla del canal) es mayor de $5 W_b$ ó $10 W_b$, respectivamente para las condiciones A y B.

Método Semiempírico del U.S.B.R. (Refs. 2, 10 y 15)

En este método se estiman las pérdidas de agua por infiltración en los canales a partir de mediciones de la infiltración en estanques de prueba. Para esto, es necesario estimar el valor de la pérdida unitaria, R, por medio de las siguientes ecuaciones (Fig. 3):

$$\text{(Sección Rectangular)} \quad R = \frac{Q_f}{B d L} \quad (2)$$

$$\text{(Sección Trapecial)} \quad R = \frac{Q_f}{(B + b) d L} \quad (3)$$

en donde:

R = pérdida unitaria; es decir, la pérdida de agua por unidad de área mojada y unidad de carga en la unidad de tiempo. Se puede expresar en $m^3/m^2/m/día$, o en m de lámina de agua infiltrada por metro de tirante por día;

Q_f = pérdida de agua por infiltración en el estanque, $m^3/día$;

L = longitud del estanque de prueba, m;

B = anchura de la plantilla del estanque, m;

b = proyección horizontal del talud mojado del estanque, m;

d = tirante medio en el estanque, m.

En las Figs. 4-7, se explica el desarrollo de la fórmula 3 y se compara ésta con la fórmula 2.

En el caso de los canales, la pérdida de agua se estima por medio de la fórmula siguiente:

$$Q_f = R (B + b) d L \quad (4)$$

en donde:

Q_f = pérdida de agua por infiltración, $m^3/día$;

B = anchura de la plantilla, m;

b = proyección horizontal del talud mojado, m;

d = tirante medio, m;

L = longitud del canal, m.

Por medio de la expresión siguiente se puede estimar la pérdida total anual de agua, por infiltración, Q_t , en un canal:

$$Q_t = Q_f L N \quad (5)$$

en donde:

L = longitud del canal, m;

N = número de días, al año, que funciona el canal.

APLICACION DE LOS METODOS DE BOUWER Y DEL U.S.B.R. A UN CASO PRACTICO (Ref. 15)

Para estimar las pérdidas de agua por infiltración en aproximadamente 1,600 km de canales de diversas secciones, que forman parte del distrito de riego Núm. 14, en Río Colorado, B.C.N., se emplearon los métodos teórico de Bouwer y semiempírico del U.S.B.R.

Los canales fueron clasificados en función de sus dimensiones (anchura de la superficie del agua y tirante) en cuatro grupos. Esta clasificación se presenta en la Tabla 1.

Resultados del Método de Bouwer

Con base en la información obtenida de perfiles estratigráficos de los pozos y sondeos existentes, así como de planos relativos a la posición del nivel freático, se estimó la pérdida de agua por infiltración en cada uno de los cuatro grupos de canales. Se utilizó la Ec. 1, con valores de K de 10^{-3} y 10^{-5} cm/s, para las condiciones A y B, respectivamente. Asimismo, se consideró que todos los canales funcionaban durante los 365 días del año.

Debido al espesor considerable de la capa superficial del suelo, se decidió utilizar valores infinitos de las relaciones D_p/W_b y D_1/W_b , para los casos A y B, respectivamente. En los canales, se presenta una reducción en la permeabilidad del suelo ocasionada por el azolve del fondo de los mismos. El factor de reducción es función de la relación H_w/W_b y sus valores se presentan en la Tabla 2.

Los resultados del análisis con el método de Bouwer se resumen en la Tabla 3. Las pérdidas de agua por infiltración se expresan en $m^3/año$, para cada uno de los tres grupos en que fueron divididos los canales.

Resultados del Método del U.S.B.R.

La primera actividad consistió en estimar los valores de la pérdida unitaria, R , para las principales zonas de suelos diferentes en las que se construyeron los canales. Con base en la información disponible, se seleccionaron varios estanques de prueba, entre ellos: "K-27B", "Tecalotes", "San Luis", "Guanajuato", "Sánchez Mejorada", "Delta", "Chihuahua" y "Progreso".

Todos los estanques de prueba se construyeron en tramos existentes de canal; para no interrumpir la operación continua de los canales, se realizaron desvíos estratégicos.

A continuación, se presentan las pérdidas unitarias y los coeficientes de permeabilidad obtenidos en algunos estanques de prueba:

Estanque de Prueba	Pérdida Unitaria, R, (m/m/día)	Tipo de suelo predominante (S.U.C.S.)	Coefficiente de Permeabilidad (cm/s)
San Luis	0.80	arena limosa (SM)	1×10^{-3}
K-27B	0.50	arena arcillosa (SC)	4×10^{-4}
Tecolotes	0.16	limo arenoso (ML)	2×10^{-4}
Guanajuato	0.025	arcilla limosa (CL)	1×10^{-4}
Progreso	0.01	arcilla (CH)	5×10^{-5}

Las pérdidas de agua por infiltración a lo largo de un año de operación continua de los canales se presentan en la Tabla 4.

Comparación de los Resultados de Ambos Métodos

A partir de la información contenida en las Tablas 3 y 4, se puede observar que las pérdidas de agua por infiltración estimadas por medio del método teórico de Bouwer son mucho menores que las correspondientes al método semiempírico de el U.S.B.R. Se decidió utilizar como definitivas las estimaciones obtenidas con el segundo método, ya que éstas se apoyan en los datos recopilados en los estanques de prueba.

DIMENSIONAMIENTO DE REVESTIMIENTOS (Ref. 10)

En el caso de un revestimiento de cualquier material, el gasto o caudal de filtración puede expresarse con la Ec. 4, o bien con la expresión siguiente, de acuerdo con la ecuación de Darcy:

$$Q_f = AkI = (B + b) Lk d/e \quad (6)$$

en donde:

A = área de infiltración; $A = (B + b) L$;
k = coeficiente de permeabilidad;
i = gradiente hidráulico; $i = d/e$;
d = tirante del canal;
e = espesor del revestimiento.

Al igualar las Ecs. 4 y 6, se obtiene que:

$$k = Re \quad (7)$$

En las Figs. 8 y 9, se presenta gráficamente la ecuación anterior y un nomograma, respectivamente.

Por ejemplo, para fines de proyecto en un revestimiento de concreto asfáltico, pueden utilizarse los siguientes datos (Fig. 9):

Opción 1

R = 0.005 m/m/día;
e = 0.04 m;
k = 0.0002 m/día, ó 2.3×10^{-7} cm/s.

Opción 2

R = 0.005 m/m/día;
e = 0.08 m;
k = 0.0004 m/día, ó 4.6×10^{-7} cm/s.

A partir de estanques de prueba, se han obtenido los siguientes valores de pérdida unitaria, R :

- Suelo compactado: 0.002 m/m/día.
- Concreto hidráulico: 0.005 a 0.05 m/m/día.
- Concreto asfáltico: 0.001 m/m/día o menos.

RECOMENDACIÓN

Establecer los criterios racionales aquí expuestos para el proyecto de revestimientos en canales, sin descuidar el aspecto del drenaje complementario.

REFERENCIAS.

1. "Linings for Irrigation Canals, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1963.
2. Waddell, J.J., "Seepage Studies in the Friant Canal", Memorandum Técnico Núm. 644, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1953.
3. Cedergren, Harry, "Seepage, Drainage and Flow Rate Net", Wiley and Sons, 1977.
4. Levi, Enzo, "Mecánica de Fluidos", Facultad de Ingeniería de la UNAM, 1985.
5. Freeze, R. Allan, y Cherry, John, "Groundwater", Prentice Hall, 1979.
6. Harr, M., "Groundwater and Seepage", McGraw-Hill, 1962.
7. Muskat, M., "The Flow of Homogeneous Fluids through Porous Media", Mc-Graw Hill, 1937.
8. Juárez Badillo, E., y Rico Rodríguez, A., "Mecánica de Suelos III", Limusa, 1974.
9. Flores Berrones, R., "Apuntes del Curso sobre Flujo de Agua en Suelos", División de Estudios Superiores de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, 1987.
10. Orozco Santoyo, R.V., "Revestimiento de Concreto Asfáltico para Canales", SRH, noviembre de 1971.
11. U.S. Bureau of Reclamation, "Earth Manual", 1982.
12. Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Manual para Diseño de Canales", 1969.
13. Bouwer, Herman, "Theory of Seepage Flow Systems", Memorias del Simposio sobre Infiltración, Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, Phoenix, Arizona, febrero de 1963.

14. Bouwer, Herman, "Seepage through Channels", Journal de la ASCE Núm. 421-HY3, mayo de 1965.
15. Orozco Santoyo, Raúl Vicente, "Informe Geotécnico Preliminar, Distrito de Riego Núm. 14, Río Colorado, B.C.N.", Informe Presentado a la Secretaría de Recursos Hidráulicos, Mexicali, B.C.N., mayo de 1968.

TABLAS Y FIGURAS

TABLA 1. CLASIFICACION GEOMETRICA DE LOS CANALES

Grupo de Canales	Anchura de la Superficie del Agua en el Nivel de Operación Normal, m	Tirante del Agua en el Nivel de Operación Normal, m
muy grandes (MG)	> 20	de 1 a 2
grandes (G)	de 10 a 20	de 1 a 2
medianos (M)	de 5 a 10	de 1 a 1.5
pequeños (P)	< 5	de 1 a 1.5

TABLA 2. FACTOR DE REDUCCION DEBIDO AL EFECTO DEL SELLADO
POR AZOLVE EN EL SUELO DEL FONDO DE LOS CANALES.

H_w / W_b	Factor de Reducción
0.01	0.20
0.02	0.30
0.04	0.40
0.06	0.50
0.10	0.60
0.15	0.70
0.30	0.80
0.60	0.90

Observación: el efecto de sellado por azolve es significativo para relaciones tirante/anchura de plantillas muy pequeñas (H_w / W_b)

TABLA 3. PERDIDAS DE AGUA POR INFILTRACION, ESTIMADAS
CON EL METODO DE BOUWER.

Grupo de Canales	Longitud, km	Pérdida de agua por infiltración, m ³ x 10 ⁶ /año
muy grandes y grandes (MG-G)	220.0	56.3
medianos (M)	230.0	65.0
pequeños (CH)	1210.3	101.2
SUMAS	1660.3	222.5

TABLA 4. PERDIDAS DE AGUA POR INFILTRACION, ESTIMADAS A PARTIR DE LAS MEDICIONES EFECTUADAS EN LOS ESTANQUES DE PRUEBA.

Grupo de Canales	Longitud, km	Pérdida de agua por infiltración, $m^3 \times 10^6/\text{año}$
muy grandes y grandes (MG-G)	220.0	291.2
medianos (M)	230.0	112.3
pequeños (CH)	1210.3	116.5
SUMAS	1660.3	520.0

CRITERIO PARA
DEFINIR:

SE NECESITA
CUANDO:

NO SE NECESITA
CUANDO:

REVESTIMIENTO
IMPERMEABLE

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} > ai$$

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} < ai$$

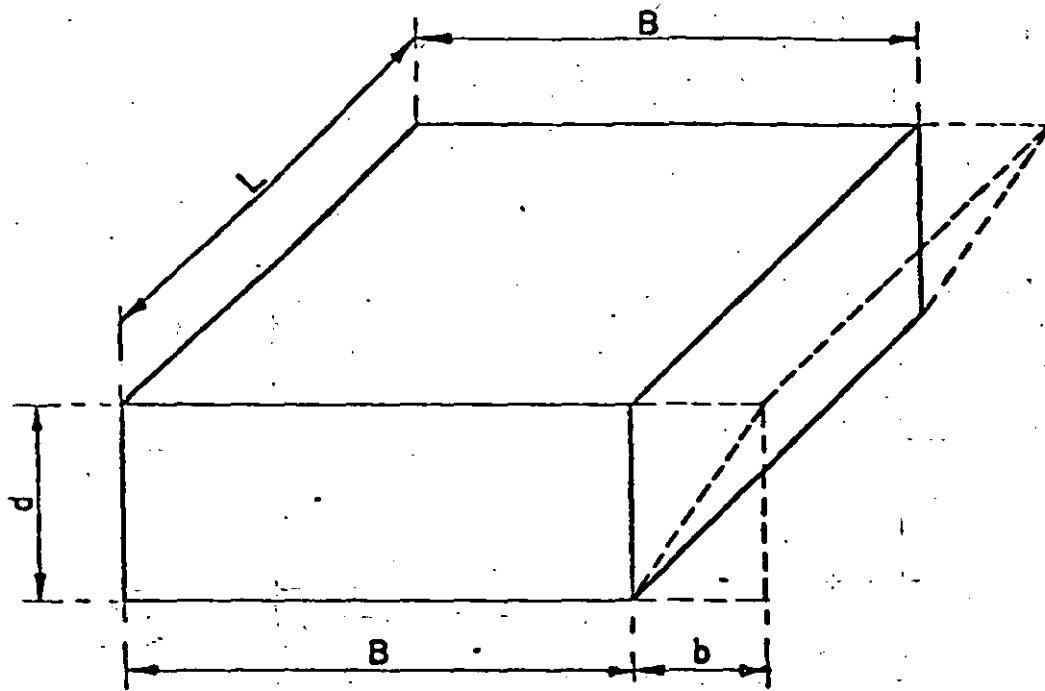
DRENAJE
COMPLEMENTARIO

$$\frac{q_{max}}{k_{min}} > ai$$

$$\frac{q_{max}}{k_{min}} < ai$$

q = Caudal o gasto de filtración
a = Area de filtración
i = Gradiente hidráulico
h = Coeficiente de permeabilidad del terreno de apoyo.

PERDIDA UNITARIA POR INFILTRACION



$$R = \frac{\frac{Q_f}{B L}}{d} ; \frac{\frac{m^3/\text{dia}}{m^2}}{m} = \frac{m}{m} / \text{dia}$$

SECCION
RECTANGULAR

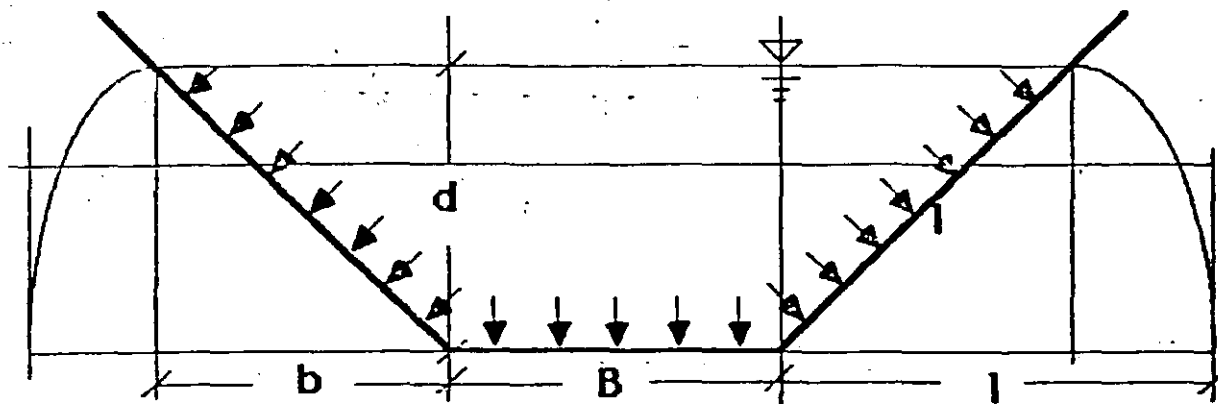
$$R = \frac{Q_f}{B d L}$$

SECCION
TRAPECIAL

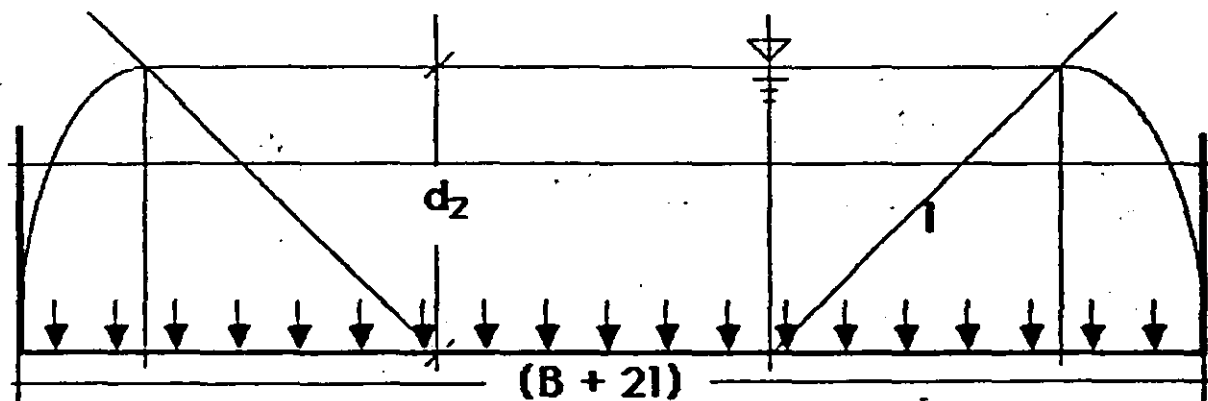
$$R = \frac{Q_f}{(B+b)d L}$$

FIG. 3

FILTRACION PERPENDICULAR TIRANTE EQUIVALENTE (\bar{d}_2)



SECCION REAL



SECCION EQUIVALENTE

$$[(B + 2b) + B] \frac{d}{2} = (B + 2l) \bar{d}_2$$

$$\bar{d}_2 = \frac{B+b}{B+2l} d$$

Fig. 6

P E R D I D A U N I T A R I A (R)

C A S O	SECCION REAL	ANCHURA PLANTILLA	T I R A N T E	R
0	Rectangular	B	d	$\frac{Q_f}{B d L} \quad (2)$
1	Trapezoidal	B + b	d	$\frac{Q_f}{(B + b) d L} \quad (3)$
2		B + 2 b	$\frac{B + b}{B + 2 b} \quad d$	
3		B + 2 l	$\frac{B + b}{B + 2 l} \quad d$	

Q_f = Gasto de filtración.
 L = Longitud del canal.

FIG. 7

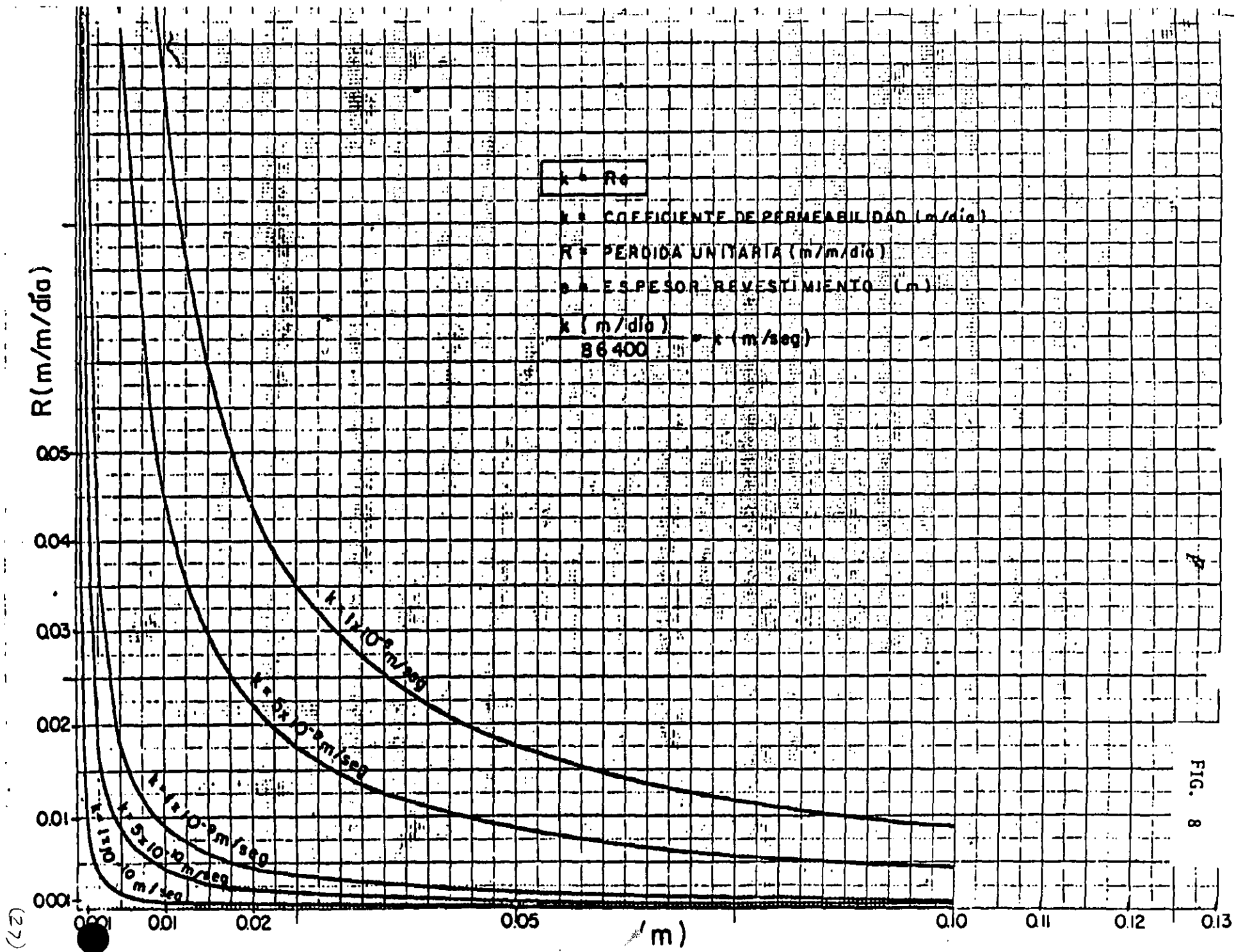
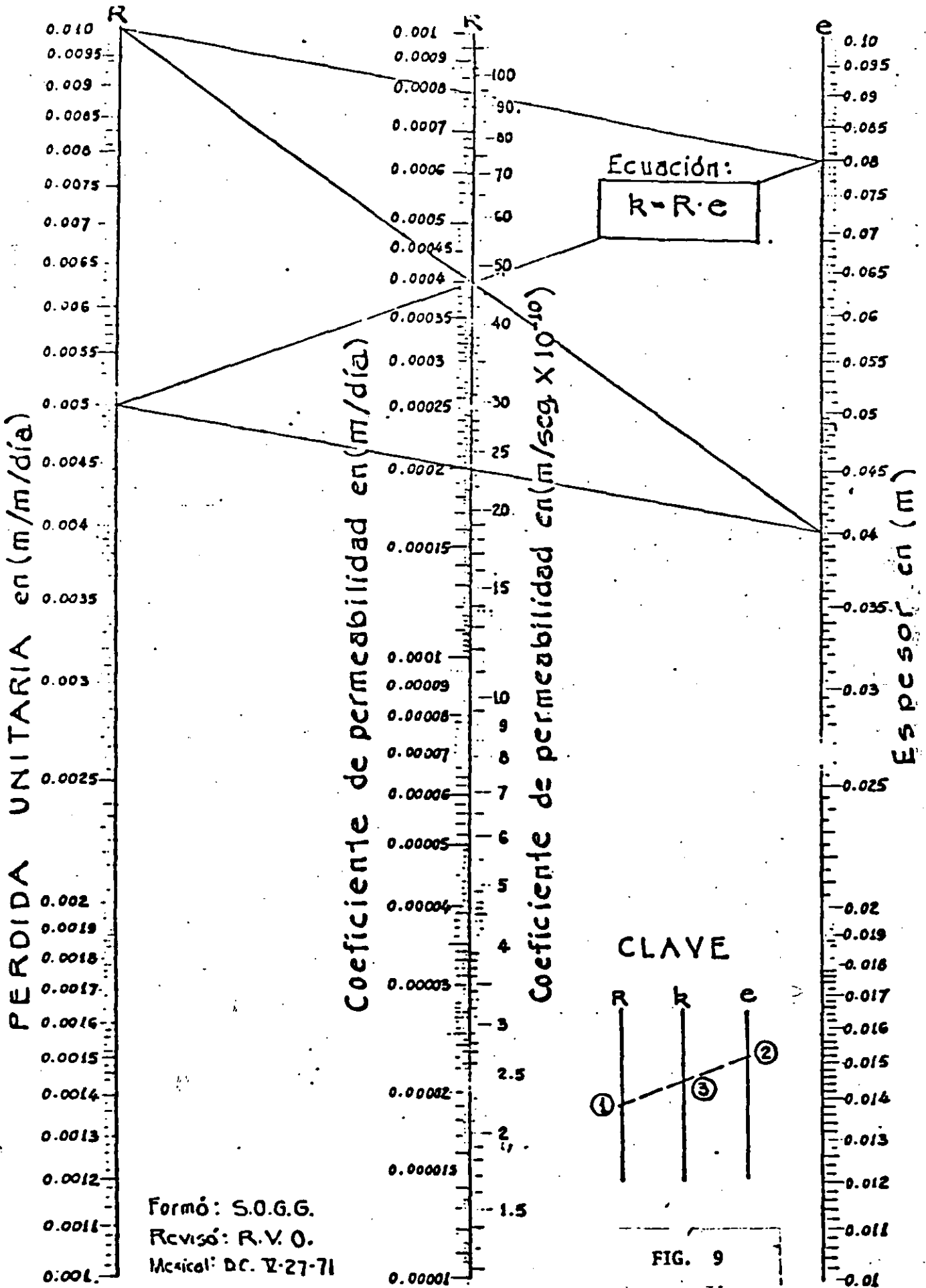


FIG. 8

(27)



IV CONGRESO IBERO-AMERICANO DEL ASFALTO

S E S I O N I I

México, D.F., 8 al 13 de noviembre de 1987

10

REVESTIMIENTO ASFALTICO DEL CANAL
"INDEPENDENCIA", B.C.N. Y SONORA,
MEXICO.

M. I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO
DR. VICTOR TORRES VERDIN

REVESTIMIENTO ASFALTICO DEL "CANAL INDEPENDENCIA", B.C.N. Y SONORA, MEXICO

M.I. Raúl Vicente Orozco Santoyo
Director General,
R.V. Orozco y Cía., S.A. de C.V.
Dr. Víctor Torres Verdín
Investigador,
Instituto Mexicano del Transporte

RESUMEN

En este artículo, se presentan brevemente los aspectos más significativos del proyecto, del control de calidad, de la construcción y del comportamiento del revestimiento de concreto asfáltico del canal "Independencia". Dicho canal se encuentra ubicado en el Distrito de Riego Núm. 14, en los estados de Baja California Norte y Sonora.

En secciones diferentes, se describen los conceptos principales del proyecto, del control de calidad, del procedimiento de construcción y del comportamiento del revestimiento asfáltico del canal "Independencia". En el caso del proyecto del revestimiento, se hace énfasis en la estimación de las pérdidas por infiltración del canal y en las propiedades que debe reunir el concreto asfáltico para garantizar la impermeabilidad y la durabilidad especificadas. Asimismo, se presenta la relación entre los diversos parámetros de proyecto.

La sección sobre el control de calidad se refiere exclusivamente a las pruebas de laboratorio del concreto asfáltico. Al final de este artículo, se hace una descripción somera de las diferentes etapas de la construcción del canal y se presenta información sobre el comportamiento del mismo, después de casi 15 años de operación.

I. INTRODUCCION

El revestimiento asfáltico del canal "Independencia" (denominado anteriormente "Alimentador del Norte") fue el primero de su tipo que se construyó en México. Este canal pertenece al Distrito de Riego Núm. 14, el cual comprende los valles de Mexicali, B.C.N., y San Luis Río Colorado, Son.

En 1968, por instrucciones del Ing. Francisco Mendoza von Borstel (entonces Ingeniero en Jefe de Irrigación y Control de Ríos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, SRH), los Ings. Carlos Jesús Orozco y Orozco y Raúl Vicente Orozco Santoyo realizaron el proyecto del revestimiento asfáltico del canal "Independencia", tomando como base la experiencia adquirida en los Estados Unidos de América y Francia, principalmente (Refs. 1 y 2).

La construcción del canal comenzó en 1971 y se concluyó a mediados de 1973. Esta obra fue adjudicada a COCONAL, S.A. (Compañía Contratista Nacional, S.A.), y se realizó bajo la supervisión de la Gerencia de Obras del Distrito de Riego Núm. 14 de la SRH, a cargo del Ing. Benjamin Granados Domínguez. En el transcurso de la construcción, se contó con el apoyo técnico del Departamento de Ingeniería Experimental de la SRH, a través del Ing. Antonio Mosqueda Tinoco.

Las características generales del canal "Independencia" son las siguientes (Ref. 3):

caudal máximo:	40 m ³ /s;
superficie de riego:	35,000 Ha;
longitud:	27 km;
anchura de plantilla:	3.5 a 8.0 m;
tirante máximo:	2.6 m;
taludes internos:	2: 1;
anchura de la corona en los bordos:	6 m.

Cabe resaltar que este canal se encuentra situado en una zona en donde las temperaturas máximas, durante el verano, suelen exceder los 40 °C.

II. DEFINICION DE TERMINOS BASICOS (Refs. 3 y 4)

a. **Concreto asfáltico.** Es una mezcla controlada de cemento asfáltico y agregados minerales (grava-arena-finos). Esta mezcla es elaborada, en caliente, en una planta central y debe tener la manejabilidad adecuada que permita su tendido y que se alcance la compacidad prevista.

b. **Base.** Es la capa de material friccionante (grava-arena) o de concreto asfáltico (base asfáltica), tendida sobre las terracerías, cuya finalidad es la de proporcionar un soporte firme y homogéneo a la capa impermeable. Asimismo, puede servir simultáneamente como capa filtrante o drenante, si se proyecta para tal función.

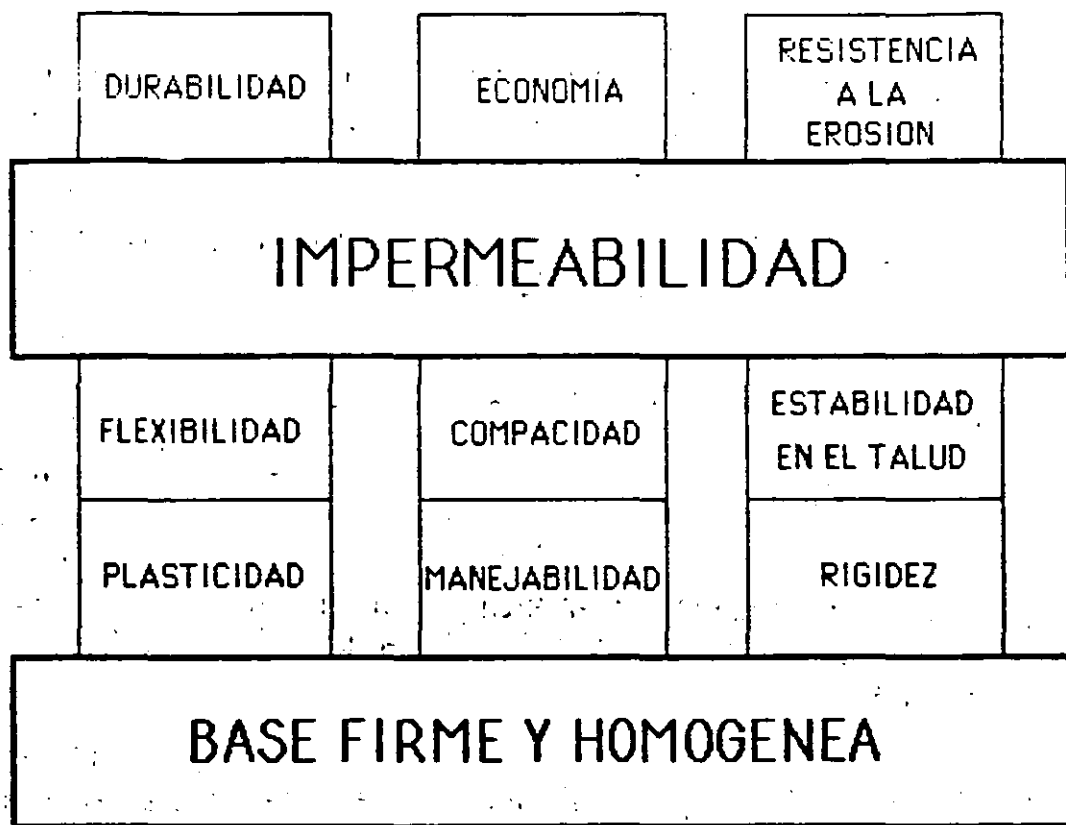


Figura 1. Parámetros que intervienen en el proyecto de un revestimiento asfáltico (Ref. 4).

La propiedad más significativa del revestimiento asfáltico es la impermeabilidad, cuyo valor máximo corresponde a la máxima compactación del concreto asfáltico, con la cual se presenta todavía una manejabilidad adecuada de la mezcla asfáltica. Asimismo, se debe evitar simultáneamente la presencia de grietas o fisuras, causadas principalmente por la falta de flexibilidad o de estabilidad en el talud del concreto asfáltico.

La flexibilidad del concreto asfáltico está íntimamente ligada a la plasticidad de la mezcla durante su "rodillado". En cambio, la estabilidad del concreto asfáltico en el talud es función, básicamente, de la rigidez del concreto asfáltico "endurecido". Por lo tanto, se debe lograr un equilibrio entre la plasticidad y la rigidez, considerando la compactación exigida y las restricciones económicas.

La impermeabilidad está también relacionada con la resistencia a la erosión. Este parámetro, a su vez, depende de la rigidez del concreto asfáltico.

La durabilidad del revestimiento asfáltico está sujeta a las limitaciones económicas y es un parámetro tan importante como la impermeabilidad.

Proyecto de la Capa Impermeable

Una vez que se conoce el valor de la pérdida unitaria por infiltración (R), se procede a determinar el espesor de la capa impermeable (e). El valor del coeficiente de permeabilidad (k) de esta capa es función de las propiedades del concreto asfáltico, así como de la temperatura (T_r) y la presión (p_r) de "rodillado" de la mezcla asfáltica. El grado de impermeabilidad especificado es función directa de k y e , siempre y cuando no se presenten grietas ni fisuras, debidas esencialmente a la heterogeneidad en la calidad de las terracerías. Estas discontinuidades se evitan por medio de la construcción de una base. Otra causa importante del agrietamiento es la falta de fricción interna del concreto asfáltico en el talud; esto ocasiona el escurrimiento (fluencia o flujo plástico) de la capa impermeable, que origina la formación de grietas, cuya abertura aumenta con el tiempo.

El coeficiente de permeabilidad también está relacionado con la porosidad del concreto asfáltico:

$$k = f(n)$$

(2)

en donde:

k = coeficiente de permeabilidad de la capa impermeable, m/día;
 n = porosidad.

Por otra parte, la porosidad puede expresarse en función de la compacidad:

$$n = 1 - C \quad (3)$$

en donde:

C = compacidad.

Por lo que, para un grado de permeabilidad especificado, se puede establecer una compacidad equivalente. Es muy probable que se presenten grietas y fisuras en el talud cuando la compacidad es baja (o la porosidad es alta). Asimismo, el agrietamiento en el talud también es causado por la baja plasticidad de la mezcla asfáltica durante el "rodillado", la cual se origina por la escasez de finos y/o de cemento asfáltico, así como por una temperatura de la mezcla asfáltica demasiado baja. Adicionalmente, se puede agregar dentro de estos factores, el exceso de peso en los rodillos. En resumen, la compacidad del concreto asfáltico de la capa impermeable depende, principalmente, de los parámetros indicados en la siguiente ecuación:

$$C = f(C_a, C_f, T_r, P_r) \quad (3)$$

en donde:

C_a = contenido de cemento asfáltico;

C_f = contenido de finos;

T_r = temperatura de "rodillado";

P_r = presión de "rodillado".

En el caso del canal "Independencia", se fijaron los siguientes valores de los parámetros de proyecto:

$T_r = 140 \text{ }^\circ\text{C};$

$P_r = 15 \text{ kg/cm}^2;$

$C > 97\%;$

$k < 1 \times 10^{-9} \text{ m/s.}$

Siempre se debe obtener una buena adherencia entre el cemento asfáltico y los agregados pétreos. Esta propiedad se verifica mediante la prueba de Inmersión-compresión (adherencia Duriez o pérdida de resistencia por saturación). El criterio de aceptación de las mezclas asfálticas establece que la pérdida de resistencia por saturación debe ser menor de 10%. Asimismo, es sumamente importante estimar la flexibilidad y la estabilidad del concreto asfáltico en el talud. Para tal efecto, se trata de reproducir en el laboratorio las características de la capa impermeable y el efecto de la temperatura en el concreto asfáltico. El ensayo consiste en elaborar especímenes de concreto asfáltico, en forma de paralelepípedo rectángulo, con un espesor igual al de la capa impermeable del canal y 40 cm de anchura y longitud. Estos especímenes se pegan, mediante resina epóxica, en un plano que guarda la misma inclinación, con respecto a la horizontal, que los taludes del canal. Posteriormente, los especímenes son mantenidos a una temperatura ambiente de 60 a 70 °C, durante varios días. El flujo plástico (también conocido como escurrimiento o fluencia) se mide todos los días. La diferencia entre la fluencia del séptimo día y la del segundo día ($f_{2 \rightarrow 7}$) se utiliza para evaluar las mezclas asfálticas. En el caso del canal "Independencia", la SRH adoptó el mismo criterio de aceptación fijado por *Electricité de France*, el cual es el siguiente: $f_{2 \rightarrow 7} \leq 0.1$ mm. Es importante señalar que la gráfica del escurrimiento contra el tiempo generalmente se vuelve asintótica a partir del séptimo día.

IV. CONTROL DE CALIDAD DE LA CAPA IMPERMEABLE (Refs. 5 y 6)

El control de calidad de la mezcla asfáltica incluyó la fabricación y la colocación de las mezclas asfálticas utilizadas en la construcción de la capa impermeable, así como la verificación de la impermeabilidad del revestimiento asfáltico.

Fabricación de las Mezclas Asfálticas

Básicamente, se verificó lo siguiente:

- Calidad de los materiales.
- Adherencia del cemento asfáltico con los agregados pétreos.
- Tiempo y temperatura de mezclado.
- Composición de las mezclas asfálticas.
 - a. Recepción de los materiales antes del mezclado.
 - b. Ensayos de compactación.
 - c. Ensayos de extracción ("Rotarex").
- Estabilidad (y flexibilidad) del concreto asfáltico en el talud.

Los especímenes para los ensayos de estabilidad y flexibilidad se elaboraron con las muestras obtenidas en la planta y en condiciones similares a las de la obra.

Colocación de las Mezclas Asfálticas

Durante la colocación del concreto asfáltico, se supervisó lo siguiente:

- Condiciones de la base.
- Temperatura de la mezcla asfáltica; en los camiones, después del tendido y antes del "rodillado".
- Espesor de la mezcla suelta.
- Posición de las juntas.
- Velocidad del tendido y "rodillado".
- Tratamiento de las juntas.

Verificación de la Impermeabilidad del Revestimiento Asfáltico

- Mediante "corazones" extraídos de la capa impermeable.
- A partir de estanques de prueba.

V. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION (Refs. 3, 5 y 6)

La construcción del revestimiento asfáltico del canal "Independencia" comenzó en el año de 1972, un año después de los primeros trabajos. La construcción del revestimiento asfáltico se puede sintetizar en las actividades siguientes:

- a. Recorte y afine de las terracerías.
- b. "Rodillado" de las terracerías. Su finalidad es la de garantizar un apoyo homogéneo para el revestimiento asfáltico.
- c. Riego esterilizante. Consistió en la aplicación de clorato de poliboro, esparcido en seco, mediante un rodillo hueco perforado, a razón de 0.5 kg/m².
- d. Tendido y compactación de la base arenosa en la plantilla.

- e. Tendido y compactación de la base asfáltica. Se utilizó el procedimiento de tendido longitudinal con una máquina especial para taludes. La compactación de la base se logró por medio de dos rodillos lisos accionados eléctrica e hidráulicamente. El rodillo que pasaba primero tenía un peso de 1.2 t; posteriormente, se utilizaba un rodillo de 1 t, con el fin de borrar las huellas del primer rodillo (Figs. 2 y 3).
- f. Tendido y compactación de la capa impermeable en el talud. El procedimiento seguido fue similar al del inciso e.
- g. Tendido y compactación de la capa impermeable en la plantilla. En este caso, se utilizan rodillos normales.

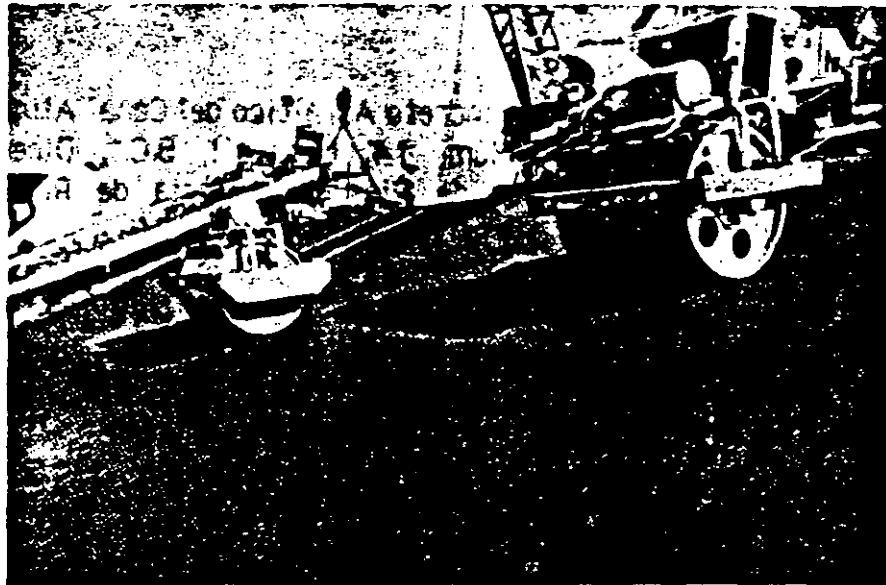
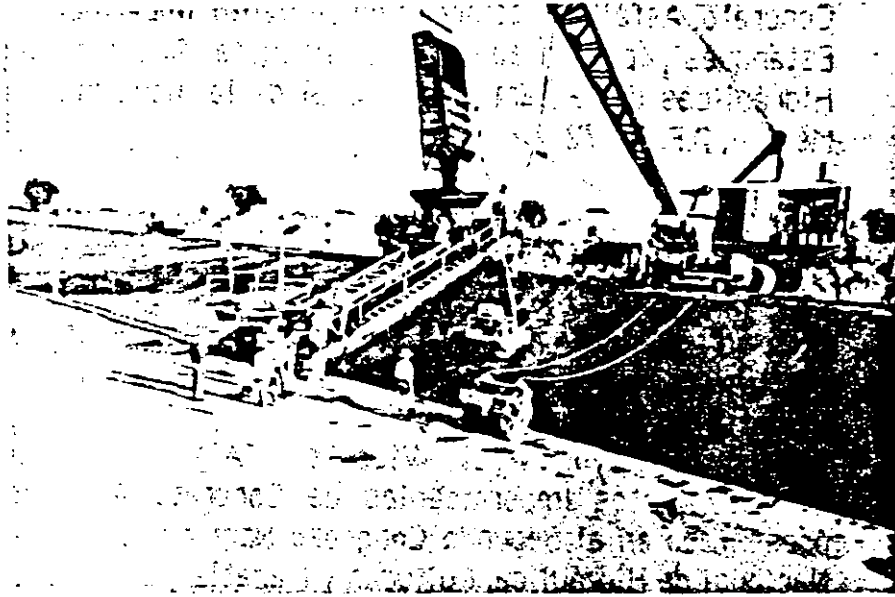
VI. COMPORTAMIENTO DEL CANAL (Refs. 7 y 8)

El canal "Independencia" ha estado funcionando ininterrumpidamente durante casi 15 años. A lo largo de este período, esta obra de irrigación ha exhibido un comportamiento excelente. Las pérdidas de agua por infiltración se han mantenido por debajo de los niveles pronosticados.

El 8 de junio de 1980, se presentó un sismo de magnitud de 6.7, cuyo epicentro se localizó a 70 km al sureste de la ciudad de Mexicali, B.C.N. Este fenómeno produjo daños considerables en varios canales que se encontraban dentro de un radio de 20 km del epicentro del sismo. Por coincidencia, todos estos canales tenían un revestimiento de concreto hidráulico; la falla predominante fue el dislocamiento y la rotura de losas en las zonas de cambio de sección, de rigidez y de dirección. Por el contrario, en los canales con revestimiento asfáltico no se presentó daño alguno, como consecuencia de este sismo. Este comportamiento representa una ventaja adicional de los canales con revestimiento asfáltico sobre los canales con revestimiento de concreto hidráulico.

VII. REFERENCIAS

1. Orozco y Orozco, Carlos Jesús, y Orozco Santoyo, Raúl Vicente, "Informe Geotécnico Preliminar, Distrito de Riego Núm. 14, Río Colorado, B.C.N.", presentado a la Secretaría de Recursos Hidráulicos, Mexicali, B.C.N., 1968.



Figuras 2 y 3. Diferentes aspectos de la colocación y del "rodillado" del concreto asfáltico en los taludes.

2. Arias Duforcq, José, y Orozco Santoyo, Raúl Vicente, "Utilización de Concreto Asfáltico como Revestimiento Impermeable para Canales y Estanques", presentado en la Primera Reunión Nacional de Obras Hidráulicas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México, D.F., 1972.
3. Orozco Santoyo, Raúl Vicente, y Arias Duforcq, José, "Proyecto y Construcción del Revestimiento de Concreto Asfáltico en el Canal Alimentador del Norte, B.C.", presentado en la Primera Reunión Nacional de Obras Hidráulicas de la Cámara Nacional de la Industria de la Construcción, México, D.F., 1972.
4. Orozco Santoyo, Raúl Vicente, "Algunos Aspectos Sobre los Revestimientos Impermeables de Concreto Asfáltico para Canales", presentado en el Segundo Congreso Nacional de Hidráulica, Asociación Nacional de Hidráulica, Culiacán y Mazatlán, Sin., 1972.
5. Orozco Santoyo, Raúl Vicente, "Revestimiento de Concreto Asfáltico para Canales", presentado en la Primera Reunión Nacional de Residentes de Zonas de Riego", Secretaría de Recursos Hidráulicos, Mexicali, B.C.N., 1971.
6. "Revestimiento con Concreto Asfáltico del Canal Alimentador del Norte, Distrito de Riego Núm. 14, Mexicali, B.C.", Dirección General de Irrigación y Control de Ríos, Secretaría de Recursos Hidráulicos, México, D.F., 1973.
7. "Experiencias en Dinámica de Suelos", Sesión V de la X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos (Tomo II), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Morelia, Mich., 1980.
8. Jaime, Alberto, "Comportamiento Dinámico de Suelos", X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos (Tomo I), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Morelia, Mich., 1980.

11

EL HORMIGON BITUMINOSO EN LOS
REVESTIMIENTOS DE CANALES Y -
EMBALSES.

ING. JACQUES ARQUE

EL HORMIGON BITUMINOSO EN LOS REVESTIMIENTOS DE CANALES Y EMBALSES

Jacques ARQUE
DIRECTOR DE EXPLOTACION
EMPRESA MALET EN TOULOUSE (FRANCIA)

INTRODUCTION

Despuès de un tramo de prueba realizado al final de los años 50, en la ordenacion de PALAMINY, Rio GARONNE, "ELECTRICIDAD DE FRANCIA" adopto este tipo de revestimiento en varias instalaciones hidraulicas realizadas en FRANCIA depuès 1965 : GARONNE - DURANCE - RHIN - RHONE.

Los hormigonos bituminosos han resultado inmediata y notablemente adaptados para la impermeabilizacion y la proteccion de los canales.

Primero hay que subrayar el interes de sus caracteristicas mecanicas que les permiten seguir si fisurarse las deformaciones lentas de las capas inferiores, resistiendo perfectamente a las presiones hydraulicas causadas por los movimientos del agua.

Gracias a esta flexibilidad, el espesor se puede fijar con creces y adaptarse a las modalidades de cada obra en las mejores condiciones economicas.

Su duracion, la facil reparacion, la ausencia de juntas, fueron los factores favorables a su desarrollo. Este conjunto de calidades hace que hoy dia se le da casi siempre la preferencia, para los grandes canales, a los revestimientos bituminosos sobre su mayor competidor: la losa en hormigon hidraulico.

El elemento determinante fue la mecanizacion de las obras con maquinaria de puesta en obra especializada, permitiendo la obtencion de una calidad notable y con gran rendimiento.

El canal mas importante realizado gracias a esta tecnica, el CANAL DE SISTERON, vio la colocacion de 550.000 toneladas de cobertura a un ritmo de mas de 1000 toneladas al dia, por equipo de puesta en obra.

.../...

Las diferentes clases de revestimientos bituminosos son :

- 1 - Mezclas filtrantes colocadas entre la explanacion (suelo soporte) y la capa de drenaje. Su papel es impedir la polucion por migracion de los finos de la capa drenante, dado el caso de que el suelo soporte sea rico en elementos finos (filler).

El coeficiente de permeabilidad de esta mezcla filtrante depende del de las capas inferiores y varia generalmente entre 10^{-5} y 10^{-7} m/s.

Esta capa de mezcla filtrante es a menudo sustituida al mismo precio, por una capa inferior con material de granulometria 0/20 o 0/30 sin ligante bituminoso asegurando la condicion de filtro y de un espesor cercano a 20 cm, mientras que la capa inferior a la mezcla filtrante tiene generalmente un espesor de 6 a 8 cm.

- 2 - Mezclas drenantes colocadas debajo del hormigon bituminoso impermeable. Su funcion es detener las aguas y recolectarlas fuera de la obra; estas aguas pueden venir del soporte o de infiltraciones a traves del revestimiento impermeable (fuga o accidente localizado).

Para las aguas procedentes del soporte, la presencia de esta capa de mezcla drenante es imprescindible para evitar los riesgos de supresiones bajo de la capa impermeable, asi como el destegue de esta capa al momento de los vaciamentos.

La permeabilidad de estas mezclas drenantes varia entre 10^{-2} y 10^{-4} m/s, su espesor varia entre 6 y 10 cm segun el caudal de agua a evacuar.

- 3 - Hormigones bituminosos impermeables cuya permeabilidad deseada en el Pliego de Condiciones sera inferior a $5 \cdot 10^{-10}$ m/s, lo que corresponde a escapes a través de esta capa casi nulos.

La puesta a punto en laboratorio de las formulas de estas diversas mezclas debe tener en cuenta en primer lugar el coeficiente de permeabilidad que se desea obtener asi como las prestaciones mecanicas necesarias (resistencia al agua) y la resistencia a la fluencia.

Para las mezclas filtrantes y drenantes, los riesgos de fluencia son practicamente nulos, porque se trata de coberturas escasas en asfalto y de granulometria abierta. El mayor criterio guiando la eleccion de la formula es pues la permeabilidad y a un grado menor, las pruebas de adhesividad asfalto aridos, debiendo asegurar la perfecta resistencia a la desvuelta aunque el caudal agua susceptible de transitar a través de las mezclas es muy escaso.

Para los hormigones bituminosos impermeables la puesta a punto de las formulas resulta, como bien se sabe, mas delicada.

Las calidades pedidas a este hormigon bituminoso son las siguientes :

- impermeabilidad
- resistencia a la fluencia
- prestaciones mecanicas permitiendo resistir a la agresion del agua y dado el caso, deformarse segun las deformaciones de la capa soporte, sin perder su mayor calidad : la impermeabilidad.

En efecto, los diferentes parametros que podemos hacer variar (dosification del asfalto, porcentaje de triturado, espesor) permiten el mejoramiento de una de las calidades descritas anteriormente a veces al detrimento de una de las dos otras.

Esto ha conducido "ELECTRICIDAD DE FRANCIA" a realizar unas pruebas a escala natural en un talud especialmente construido (pruebas de VINON).

Sobre este talud, han sido colocadas distintas capas de hormigon bituminoso.

Las dosifications en asfalto variaron de 7,5 à 10 %, los porcentajes de materiales machacados variaron en un 50% à 100%, los espesor tambien fueron variables.

Estos ensayos fueron objeto de medidas de impermeabilidad y de seguimiento de la fluencia en el tiempo (cabe notar que este talud permanecio fuera de agua y expuesto al sol del Sur de FRANCIA (PROVENCE)).

Estas pruebas condujeron a las conclusiones siguientes :

- espesor :

Es menos determinante que la formula. Debe ser suficiente para permitir la puesta en obra industrial en una horquilla amplia de temperaturas (lluvia, temperaturas bajas). Las maquinarias modernas de puesta en obra de manera longitudinal han permitido adoptar un revestimiento monocapa de 6 cm.

- aridos :

Es preferible un fuerte porcentaje de materiales machacados (90%). 10% de materiales naturales finos permiten el aumento de la manejabilidad del mortero. Los aridos ya no son necesariamente calcareos.

.../...

Los aridos de rio (silico-calcaires) asegurando una adhesividad suficiente con el asfalto, presentan escasos riesgos de alteracion en presencia de agua.

La dureza del material no es importante.

Los husos granulometricos son bastante amplios. Una granulometria ligeramente discontinua permite un mejor manejo en la puesta en obra.

- asfalto : Une dosification en asfalto de 8,5 a 9,5% ya no asusta. El asfalto es siempre un betun 60/70.

El porcentaje de filler es elevado (11 à 13%).

En conclusion, lo importante es buscar formulas permitiendo las mas amplias tolerancia, asegurando al mismo tiempo la impermeabilidad sin aumentar los riesgos de deformacion plastica.

El estudio de formula en laboratorio consiste en tres puntos importantes que se deben verificar :

1 - Impermeabilidad

- porcentaje de huecos inferior à 2,5% para una presion de compactacion de 15 à 30 barias en probeta LCPC à 140°.
- escasa variacion de % de huecos en funcion a la energia de compactacion a 110° y a 140° bajo presion variando de 15 a 60 barias.
- permeabilidad medida con permeametro EDF 5×10^{-10} m/s.
El espesor de la probeta es igual al del revestimiento previsto.

2 - Resistencia al agua

Relacion de la resistencia a la compresion antes y despues immersion durante 7 dias por lo menos igual à 0,9.

3 - Resistencia a la fluencia

Puebra sobre una placa de 40x20 cm colocada en un soporte teniendo la pendiente del talud, puesta en estufa à 70° durante 7 dias. El espesor de la placa es el del revestimiento previsto.

La variacion entre el segundo y el septimo dia sera inferior a 0,01 mm.

.../...

Las formulas extremas entre las cuales hay numerosas posibilidad son las siguientes :

a) Aridos conteniendo 50 % de machacados :

Filler total 10 %
asfalto 7 à 8 %.

b) Aridos conteniendo 100% de machacados

Filler total 11 à 13 %
Asfalto 8,5 à 9,5 %

La seleccion entre estas formulas extremas se hace tomando en cuenta los aridos disponibles locales, su naturaleza, su afinidad, el asfalto.

Las formulas con elevado contenido de asfalto se utilizan con mayor flexibilidad y permiten grandes tolerancias para la fabricacion y la puesta en obra, pues para obtener la misma impermeabilidad la compactacion es inferior.

FABRICACION DE LAS MEZCLAS

Para las primeras realizaciones de este tipo de revestimiento, se han utilizado centrales mezcladoras de tipo discontinuo.

Estas centrales permiten en un principio la obtencion de una mejor calidad de la espesor, lo que queda por demostrar todavia.

Es evidente que estas centrales son de instalacion y funcionamiento costosos.

La puesta a punto de formula permitiendo ampliar las tolerancias de fabricacion han naturalmente conducido a la utilizacion de centrales continuas de tipo carretera, incluso con gran capacidad.

En la fabricacion de estos hormigones bituminosos, se trata de vigilar los puntos siguientes :

- aumentar el tiempo de mezclado para las mezclas impermeables (fuerte porcentaje de asfalto y de filler).

Dosificacion ponderal de arena mezclade y arena fina segun el caso. El porcentaje de filler es muy importante (fluencia compacidad).

- temperatura de fabricacion mas elevada que en el caso de mezclas para carreteras. La temperatura de puesta en obra no sera inferior en marcha normal del equipo a 140 °. Las mezclas se fabrican generalmente a unas temperaturas de 160 a 170°.

Las comprobaciones de fabricacion son las mismas que para las mezclas de carreteras (granulometria, dosificacion asfalto).

TRANSPORTE DE LAS MEZCLAS

El transporte de las mezclas se realiza gracias a camiones vagonetas de 10 T., la capacidad de abastecimiento a las maquinas de extendedoras no permite vaclar en una sola vez camiones de un tonelaje superior.

Preferentemente las vagonetas de estos camiones estan calorifugadas; la fuerte dosificacion en mortero de los hormigones bituminosos implica un perfecto estado de la vagoneta.

Si no hay el riesgo de acumulacion en el fondo de la vagoneta de restos de mezclas frias y muy rapidamente la acumulacion de nueva mezclas encima de estas mezclas frias. He visto camioneros en la obligacion de tener que limpiar sus vagonetas con martillo pilon al final de la jornada.

.../...

Para evitar cualquier interrupcion en el abastecimiento a la maquina de extendedoras y por lo tanto la espera y enfriamiento de mezclas sin colocar y debidamente compactadas, creemos que es preferible reducir las distancias de los transportes, lo que quiere decir en claro que la central de fabricacion estara localizada lo mas cerca posible de la obra.

La puesta en obra de las mezclas impermeables de las cuales hablaremos, supone en efecto unas temperaturas de puesta en obra superiores a las de los hormigones bituminosos de tipo carreteras.

PUESTA EN OBRA DE LOS HORMIGONES BITUMINOSOS

La puesta en obra del hormigon bituminoso en pendiente no permite la utilizacion de medios pesados de compactacion y sin embargo la compacidad es primordial.

Para obtener esta compacidad, es pues necesario con medios de compactacion ligeros, compactar una mezcla a una temperatura permitiendo el mejor manejo de esta mezcla lo que se produce a unas temperaturas de 140 à 150°. Se trata de compactar lo mas rapido posible para evitar todo riesgo de enfriamiento de la mezcla. Las primeras maquinas utilizadas pusieron en obra mezclas en tiradas transversales, es decir junta entre tiradas punto delicado para la impermeabilidad, pues hay necesidad de dos capas impermeables y por otra parte retraso en la compactacion de una parte de la ultima tirada antes de la tirada en ejecucion.

Se ha progresado mucho en este tipo de revestimiento, con la puesta a punto de maquina de extendedoras longitudinal.

En efecto estas maquinas han permitido:

- la supresion de las juntas transversales, lo que permite hoy ejecutar revestimientos en una sola capa impermeable.

- la compactacion casi inmediatamente despues de la colocacion de la mezcla en talud.

Me permitiré describir el tipo de maquina puesta a punto en mi empresa y realizada en los talleres de mecanica.

Ademas de la voluntad de suprimir las juntas, la extension es longitudinal y la compactacion de la mezcla rapidamente antes del enfriamiento, tambien hemos intentado evitar todo riesgo de segregacion insoportable para mezclas impermeables.

La primera maquina de este tipo fue puesta en servicio en el canal de SAINT-JULIEN en 1965. Desde entonces ha sido el objeto de perfeccionamiento.

Esta maquina se compone de dos vigas apoyadas sobre carruillas que se desplazan en via ferrea puesta en la solera y la coronacion. El soporte sobre la solera es fijo. El soporte sobre la coronacion es libre, lo que implica poder adaptarse a la variacion de largo del talud. El avance se hace por traccion arriba y abajo con dos cables enganchados en puntos fijos. El enrollamiento de estos cables en un tambor es accionado por un motor electrico.

Las vigas soportan :

- una tolva de abastecimiento propulsada en el largo de la viga con un torno.
- unos cajones de reparto de la mezcla abiertos al fondo.
- una lamina para verter.
- unas manecillas de ajuste del espesor.

PROCESO DE MARCHA

a) Abastecimiento y extension

Los camiones abasteciendo el hormigon bituminoso vierten sus cargas en una tolva calorifuga colocada en la solera. Esta tolva se levanta con una grua y vierte su contenido en la tolva de abastecimiento. Esta operacion se efectua sin necesidad de pararse la maquina de extendedora.

La tolva de abastecimiento arrastrada a todo lo largo de la viga, vierte por intervencion de un cinta transportadora los hormigones bituminosos en cajones de reparto. La velocidad de subida y bajada de la tolva de abastecimiento es tal que la tolva esta vacia despues de una subida y una bajada. La grua vuelve a llenar la tolva. Asi se cierra el ciclo. Los cajones abiertos al fondo, dejan caer la mezcla sobre el talud.

Detras de estos cajones, una regla extiende la mezcla al espesor deseado. La maquina de desplaza longitudinalmente a una velocidad de 1,50 m. minuto.

.../...

b) Ajuste del espesor

Unos tornillos de ajuste permiten el reglaje de la regla de extension a la altura deseada. Esta regla se compone de elementos que se articulan entre ellos permitiendo realizar una línea quebrada y adaptarse así lo mas posible al talud.

La uniformidad del revestimiento no est imprescindible, sin embargo la posibilidad de amoldarse a las deformidades del talud permite realizar economias importantes de hormigon bituminoso. Unas manecillas, constituidas de rodillos desplazandose en el talus, permiten con la ayuda de brazos dirigir la subida o la bajada de la regla al nivel de cada articulacion. Un tapajuntas permite la continuidad de la regla en la articulacion.

c) Compactacion

Es asegurada por tres rodillos lisos de 1000 Kg cada uno y de 1,50 m. de ancho, lastrables, arrastrados desde la solera por un carro de torno circulando sobre la via, unido mecanicamente a la maquina de extension.

Los carros arrastrando los cilindros avanzan al mismo tiempo que la maquina de extension. Para la compactacion de la mezcla impermeable se utilizan tres cilindros. Para compactar la capa de mezclas drenantes basta con dos cilindros, entonces el tercer cilindro se coloca delante de la maquina, permite mejorar el estado de superficie del talud que recibira el revestimiento.

La velocidad de subida y bajada de los cilindros es de 40 m./minuto. El primer cilindro compacta la mezcla puesta en obra rapidamente despues de la extension, la distancia entre la regla de extension y este cilindro es cerca de dos metros, la compactacion se hace así en los dos minutos que siguen la aplicacion.

FASES DE EJECUCION

- 1 - Mezcla drenante en solera
- 2 - Primera capa de mezcla impermeable en solera de 3 cm de espesor. Permite soportar el trafico de la obra, protegiendo la mezcla drenante de los riesgos de polucion.

.../...

- 3 - Mezcla drenante de talud
- 4 - mezcla impermeable de talud
- 5 - segunda capa de mezcla impermeable en solera de 4 cm de espesor.

La energía de compactación disponible en la solera permite reducir el espesor de impermeabilidad a 4 cm. En la diapositiva se puede ver la realización de la junta talud/Solera.

Al rededor de un metro este empalme se trata en tres capas :

- 1 - primera capa en solera
- 2 - retorno en solera de la capa de talud
- 3 - segunda capa de solera

Este metodo permite asegurar un junto perfectamente impermeable.

JUNTA DE REANUDACION : final de jornada

Se trata con la realización alrededor de dos metros de un revestimiento doble capa.

COLECTOR DE PIE DE SOLERA

Permite recoger el agua circuiando, llegado el case, en la mezcla drenante gracias a un desaque en PVC de 200 mm de diametro. Una travesia bajo diquecada 500 m evacua las aguas de este colector hacia el exterior del canal, lo que permite tambien medir los caudales de escape a través del revestimiento.

REVESTIMIENTO BAJO OBRAS DE FABRICA

La red de carreteras atraviesa el canal por unos puentes. El revestimiento del talud bajo estas obras no puede ejecutarse a manuína.

Resulta difícil realizar un revestimiento en hormigon bituminoso impermeable colocado a mano. El tiempo de colocación es largo, el hormigon bituminoso enfria y su compactación no puede hacerse a buena temperatura.

Por ello, el revestimiento bajo la obra de fabrica se hace en hormigon hidraulico con una losa de 20 cm de espesor.

.../...

Esta losa sobrepasa cerca de 8 à 10 m la obra de fabrica para facilitar el empalme con el revestimiento en hormigon bituminoso fuera de la misma. Una pieza de empalme del hormigon hidraulico y del hormigon bituminoso permite asegurar la impermeabilidad del contacto de los dos tipos de revestimiento.

La junta elastica de contacto entre hormigon hidraulico y hormigon bituminoso sera un producto compatible con el asfalto.

El espesor del hormigon bituminoso es reforzado. Permite al revestimiento soportar un desplazamiento de la pieza rigida de empalme sin riesgo de fisura del hormigon bituminoso.

CONTROL DE PUESTA EN OBRA

La impermeabilidad del hormigon bituminoso asi como el espesor estan controlados mediante toma de muestras del revestimiento cada 1000 m² mas o menos, en puntos particulares (juntas de reanudacion, aspectos de superficie apareciendo dudosos).

La permeabilidad se mide con permeametros llamados "permeametros E.D.F." en testigos de 100 m. de diametro. Estos testigos estan envueltos lateralmente en un manguito de LATEX pegado contra la probeta por presion de aire ligeramente superior a la presion del agua, se meten bajo presion de agua de 10 barras durante dos horas, habiendo hecho anteriormente el vacio de aire.

Para una permeabilidad inferior à $5 \cdot 10^{-10}$ m/s, no pasa agua a través de la probeta.

Estos testigos pueden tambien ser objeto de medida de compacidad.

Los agujeros de testigos se volveran a tapar con esmero. Es deseable que el control por testigo se limite a lo imprescindible, es en efecto paradójico realizar agujeros en un revestimiento que se quiere hermetico.

REPARACION

Sí se da el caso que los controles de impermeabilidad revelan una superficie insuficientemente estanca (consecuencia de un paro prolongado por averia, o tormenta sobreviniendo durante la compactacion por ejemplo) las posibilidades de arreglo posibles son las siguientes :

- Solucion extrema : capa de mezcla suplementaria en el caso de que la maquina de extendedora este aun en la proximidad de la zone incriminada.
- Tratamiento en frio : este revestimiento a base de emulsion con cargas de filler facilita la estanqueidad de un revestimiento cuya impermeabilidad es inferior à $5 \cdot 10^{-8}$ m/s.
- Tratamiento en caliente : utilizable en todos los casos. Este revestimiento es una mezcla de :
 - filler
 - asfalto 60/70
 - asfalto muy duro (en sacos)

La fabricacion se hace con ayuda de una fundidora amasadora del tipo utilizado para el asfalto. La puesta en obra se hace con rastras de goma. La experiencia de las obras que hemos ejecutado con las maquinas de extendedoras descritas anteriormente, nos permite afirmar que la necesidad de ejecucion de un revestimiento sobre el hormigon bituminoso impermeable es muy limitada (del orden de 1% à 2% de la superficie).

RENDIMIENTO

Los rendimientos efectuados en los ultimos canales llevados a cabo con la ayuda de estas maquinas son como promedio diario de 800 toneladas de hormigon bituminosos con maximas de mas de 1000 Toneladas, por maquina de extendedora.

Estos rendimientos varian segun las dimensiones de las obras. La realizacion despnde poco de las condiciones climaticas ya que unos revestimientos perfectamente hermeticos han sido realizados en los Alpes, a unas temperaturas apenas positivas (+ 5°C.).

LIMITES DE REALIZACION

La utilizacion de una maquina de extendedora longitudinal es posible para ejecutar largos de taludes variandos de 6 m. à 30 mètros, pero igualmente hasta 60 metros, en dos pasadas con recubrimiento de una pasada encima l'otra pasada.

Disponemos de maquinaria permitiendo la ejecucion de revestimientos de taludes entre 6 m. y 30 mètros.

CONSERVACION Y ENJECIMIENTO

Al contrario del revestimiento en hormigon hidraulico que exige un mantenimiento periodico (juntas, losas fisuradas de resultas del asentamiento del soporte) el revestimiento en hormigon bituminoso no necesita conservacion.

Unas medidas de envejecimiento han sido realizadas en este tipo de revestimientos.

Los resultados de estas medidas han permitido observar :

- que el envejecimiento del asfalto es mas importante en superficie y en las partes fuera del agua que en la masa y las partes sumergidas.
- el envejecimiento es de poca importancia despues del que se debe unicamente por las operaciones de envuelta (a la envuelta el asfalto 60/70 se convierte en asfalto 40/50).
- El envejecimiento solo concierne los 2 o 3 primeros centimetros.
- El envejecimiento se traduce por un endurecimiento del asfalto , un crecimiento de su punto de reblandecimiento y una disminucion de su susceptibilidad termica.

Es interesante observar que en los limites donde se produce esta ligera evolucion favorece la perennidad de la obra.

La obras realizadas por la empresa MALET en revestimientos de canales representan una superficie de 3.000.000 M2 en talud y un tonelaje de hormigon bituminoso de mas de 1.000.000 de toneladas.

-----ooo000ooo-----

ASOCIACION MEXICANA DE CAMINOS
SEMINARIO SOBRE COMPACTACION DE SUELOS

"CRITERIOS BASICOS DE CONTROL DE CALIDAD"

M. I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

Gerente de Geotecnia y Control de Calidad

COCONAL

CRITERIOS BASICOS DE CONTROL DE CALIDAD

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	1
1 INTRODUCCION	1
2 ESTIMACION DE CAMBIOS VOLUMETRICOS	2
2.1 Generalidades	2
2.2 Medida de la compactación	2
2.2.1 Grado de compactación	2
2.2.2 Concepto de compacidad	3
2.3 Criterios para estimar cambios volumétricos	6
2.3.1 Caso de suelos inalterados	6
2.3.2 Caso de suelos compactados	7
3 CONTROL DE CALIDAD EN SUELOS COMPACTADOS	9
3.1 Generalidades	9
3.2 Criterios para seleccionar la compacidad y la humedad iniciales	10
3.3 Relación entre proyecto y control de calidad	11
4 ETAPAS RECOMENDABLES EN EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE UNA OBRA DE TIERRA	12
5 REFERENCIAS	14
TABLAS	
LAMINAS	

CRITERIOS BASICOS DE CONTROL DE CALIDAD

RAUL V. OROZCO S.*

RESUMEN

Se hace resaltar la necesidad de que el proyectista correlacione las propiedades fundamentales de un suelo compactado (estabilidad volumétrica y resistencia al esfuerzo cortante), con parámetros fácilmente medibles (compactación y humedad), con el fin de establecer los criterios de aceptación y rechazo que guíen al controlador de calidad durante la construcción.

1) INTRODUCCION

Con frecuencia observamos fallas o serias deficiencias en las obras de tierra sometidas a fluctuaciones en el contenido de agua, sobre todo en los suelos finos compactados que dan como consecuencia importantes cambios volumétricos y pérdidas de resistencia al esfuerzo cortante. Esto es más notorio en el caso de canales y caminos.

Es una práctica generalizada compactar "lo más que se pueda" un suelo para "que sea más resistente e indeformable", pero, cuando se trata de suelos finos y arcillosos, se está fabricando una estructura volumétricamente inestable. Es decir, que cuando el suelo absorbe agua libremente, su humedad aumenta a tal grado que se presentan cambios volumétricos indeseables y la resistencia al esfuerzo cortante se reduce en forma notable.

El párrafo anterior y la mayor parte de los siguientes están tomados de la Referencia 1.

Para la estimación de los cambios volumétricos en suelos parcialmente saturados, en el Capítulo 2 se proponen criterios apoyados en el concepto compactación, aplicables tanto para la condición inalterada como para la compactada.

* Ingeniero Civil, Maestro en Ingeniería (Vías Terrestres), Gerente de Geotecnia y Control de Calidad.- Compañía Contratista Nacional, S. A. (COCONAL).

Con el objeto de establecer en forma racional los criterios de aceptación y rechazo que sirvan de base a las cartas de control de calidad, en el Capítulo 3 se sugieren criterios para seleccionar las condiciones gravimétricas iniciales (compacidad y humedad).

Finalmente, en el Capítulo 4 se presentan las etapas recomendables que se proponen durante el proyecto y construcción de una obra de tierra, para lograr un control de calidad verdaderamente ingenieril y efectivo.

2) ESTIMACION DE CAMBIOS VOLUMETRICOS

2.1 Generalidades

En este Capítulo se discute el concepto grado de compactación, cuyo uso como parámetro único para el control de calidad en suelos compactados es debatible, ya que en la práctica ingenieril se considera como equivalente del nivel de calidad. Debido a esta concepción errónea, a últimas fechas se están exigiendo compactaciones muy altas.

También se presenta el concepto compacidad, propuesto como una medida universal de la compactación, y se sugieren criterios para estimar los cambios volumétricos por saturación de los suelos.

2.2 Medida de la compactación

2.2.1 Grado de compactación

En un suelo compactado o en estado natural, es usual medir el acomodo de sus partículas con el llamado grado de compactación, definido como la relación entre dos pesos volumétricos secos: el que tiene el suelo y el máximo adoptado. Se expresa en por ciento (%).

El grado o porcentaje de compactación, no es un indicador universal, sino que depende de la organización que establezca la escala de valores. Por ejemplo, el 100% de compactación de la SAHOP es diferente al de la SARH y al del USBR o cualquier otro organismo oficial o privado, debido a que las normas de compactación que determinan el peso volumétrico seco máximo son diferentes en cada caso.

Es un concepto algo peligroso si no se maneja racionalmente. Muchos ingenieros consideran como sinónimos el nivel de calidad de un suelo compactado y el grado de compactación correspondiente; es decir, suponen que a mayor "porcentaje de compactación" mejor "nivel de calidad" se alcanza.

Originalmente se compactaban los suelos a valores relativamente bajos, desde el acomodo que se lograba con el simple "volteo" del material y con el paso del equipo de construcción, hasta el "bando" que lograba una compactación satisfactoria. En esta forma se alcanzaban grados de compactación medios de un 85%, con respecto a las pruebas convencionales adoptadas en México.

Puesto que la construcción de terraplenes ha ido evolucionando a grandes pasos y se requieren niveles de calidad más altos, ahora se están fijando erróneamente normas y especificaciones muy rígidas, al extremo de estipular en forma desmedida grados de compactación mínimos de 100%.

Se dice, por ejemplo, que en una aeropista o autopista se debe lograr el nivel de calidad "máximo" y se confunde este concepto con la escala de valores en cuanto a la compactación se refiere. En otras palabras, un mínimo de 100% en la compactación de las capas del pavimento no implica lograr el nivel de calidad máximo esperado.

2.2.2 Concepto de compacidad

Si se revisan algunas definiciones fundamentales de la mecánica de suelos (Lámina 1), se observa que se puede establecer un concepto básico, íntimamente ligado al tema que se está tratando: la compacidad (Ref.2).

La compacidad (volumen de sólidos/volumen total de la masa de suelo, expresada en %), es un concepto muy útil en la solución de muchos problemas prácticos de la geotecnia, no sólo en el campo de la mecánica de suelos, sino también en el de los concretos asfálticos e hidráulicos (Ref.3).

La compacidad (C) está estrechamente relacionada con la porosidad (n) y la relación de vacíos (e), según se ilustra en la Lámina 2. Pero hay otras relaciones importantes, como las ilustradas en la Lámina 3, de las cuales se tomará la siguiente:

$$C = 1/(1+S_s \cdot w/G_w) \quad (1)$$

donde:

w = Humedad o contenido de agua, en %

G_w = Grado de saturación, en %

S_s = Peso específico relativo de los sólidos, sin unidades

C = Compacidad, en %

La ecuación (1) también se puede representar de la siguiente manera:

$$C = \frac{G_w/w}{G_w/w + S_s} \quad (2)$$

donde el factor G_w/w está íntimamente relacionado con la succión (S) del suelo.

La representación gráfica de las fórmulas (1) y (2) se muestra en la Lámina 4, para un S_s de 2.20. Como se infiere, es posible ubicar el estado de un suelo en el diagrama adimensional $C-G_w-w-S_s$ (diagrama gravimétrico). Los valores más altos de "C" corresponden a suelos muy compactos o a rocas blandas; o sea, queda incluida la transición entre el suelo y roca. La roca sana tiene un valor de $C \rightarrow 100\%$; las lutitas blandas: 80 a 90%; los suelos compactos: 50 a 80%; y los suelos sueltos: 30 a 50%. Esto es en forma muy general.

Como se observa en el párrafo anterior, no es necesario hacer referencia a pruebas o métodos convencionales (Proctor, Porter, etc., con todas sus variantes).

Una aplicación importante del uso del diagrama gravimétrico (Lámina 4) es el de la estimación de cambios volumétricos, como se explica a continuación:

2.2.3 Cambios volumétricos por saturación

El cambio volumétrico (Ref. 2) que experimenta un suelo fino parcialmente saturado, al pasar de una condición gravimétrica inicial (i) a otra final (f), debido a la migración de agua entre las partículas sólidas del mismo, se puede expresar con las fórmulas indicadas en la Lámina 5. Tomando la primera de éstas, se tiene:

$$\Delta V/V_o = \Delta C/C_f = (C_i - C_f) / C_f \quad (3)$$

donde:

- $\Delta V/V_o$ = Cambio volumétrico unitario, en %
- C_i = Compacidad inicial, en %
- C_f = Compacidad final, en %

Supóngase una muestra de suelo en estado natural, con ciertas condiciones gravimétricas iniciales dadas (C_i , w_i). Si se permite que el suelo absorba toda el agua de que es capaz, bajo una presión de sobrecarga dada (p_s) o de confinamiento (σ_3), al cabo de cierto tiempo la muestra experimentará un cambio volumétrico unitario ($\Delta V/V_0$), cuyo valor máximo es posible estimar (véase el inciso 2.3).

Se sabe (Ref. 4) que cualquier cambio en la succión (S) del suelo conduce al movimiento de la humedad (w) de regiones con baja succión a otras con alta succión. Como resultado, la humedad se redistribuye hasta que un nuevo estado de equilibrio se establezca. Por lo tanto, la succión y no la humedad es la que controla el volumen y la dirección del flujo en el suelo.

Por otro lado, las propiedades fundamentales que gobiernan el comportamiento "macroscópico" de un suelo compactado, desde un punto de vista ingenieril, son las siguientes:

- la estabilidad volumétrica y
- la resistencia al esfuerzo cortante.

Ambas propiedades están estrechamente ligadas a las siguientes características:

- contenido de agua o humedad (w), dependiente de la succión (S)
- compacidad (C)
- presiones de sobrecarga (p_s) o de confinamiento (σ_3)
- estructuras fabricada por el sistema de compactación
- tiempo transcurrido, etc.

El efecto que estas características tienen en los cambios volumétricos de suelos finos parcialmente saturados, ha sido estudiado por diversos investigadores, como lo indica la amplia bibliografía incluida en las Refs. 5, 6 y 7. Sin embargo, se requiere un método simplista de aplicación práctica, con un enfoque hacia la selección racional de las condiciones iniciales de compactación (C_i , w_i) de un terraplén formado con suelos finos, principalmente arcillosos.

Desde el punto de vista de la estabilidad volumétrica de un terraplén compactado, en que el nivel de los esfuerzos internos actuantes es muy inferior al de la resistencia al esfuerzo cortante correspondiente, se presentan dos casos:

- cuando hay cambios volumétricos debidos solamente a cambios de humedad y
- cuando los cambios volumétricos obedecen a otros procesos, como el de consolidación.

En este escrito se trata exclusivamente el caso de los cambios volumétricos motivados sólo por variaciones de humedad.

En la Lámina 6 se presenta en forma esquemática el fenómeno de la expansión libre, cuyo efecto contrario, la contracción libre, es también explicable. Se observa que la succión final (S_f) disminuye con relación a la inicial (S_i), aumentando la humedad (w_f) y el grado de saturación (G_{wf}) finales hasta llegar a una condición final de equilibrio, lo cual corresponde a una compacidad final (C_f) menor que la inicial (C_i).

En el caso de que se permita el acceso de agua, pero se impida el cambio de volumen ($C_f = C_i$), es decir: $\Delta V/V_0 = 0$, se desarrolla una presión interna, cuya equilibrante es la presión externa definida como presión de expansión (Lámina 7).

2.3 Criterios para estimar cambios volumétricos

A continuación se presentan los criterios que el autor sugiere, para estimar los cambios volumétricos en los suelos, tanto en estado natural como compactado, con el fin de conocer principalmente el grado de variación volumétrica por saturación.

2.3.1 Caso de suelos inalterados

Una aplicación práctica de lo expuesto en el sub-inciso 2.2.3, es el criterio para la identificación de suelos inalterados volumétricamente inestables (Ref. 2), cuando se toman en cuenta las siguientes condiciones:

INICIAL (i)	FINAL (f)
G_w : Natural	Saturación total (100%)
w : Natural	En el límite líquido (LL)

La trayectoria real de saturación, al pasar de la condición inicial (i) a la final (f), depende del tipo de suelo (características físico-químicas y mineralógicas, de plasticidad, estructura y cementación, etc.) y de las condiciones de carga impuestas (velocidad de aplicación, presión de confinamiento, etc.).

Cuando los valores de " $\Delta V/V_0$ " son relativamente altos, el suelo tenderá a ser volumétricamente inestable. En la Lámina 8 se presenta un caso de suelo con tendencia a fluidificarse o contraerse ($\Delta V/V_0$ negativo) y en la Lámina 9 el de un suelo susceptible a expandirse ($\Delta V/V_0$ positivo).

Obsérvese que se están considerando los casos extremos en que el suelo absorbe agua hasta llegar a una humedad cercana al límite líquido (LL). Cuando en el diagrama gravimétrico los puntos corresponden a valores de "LL" ubicados bajo la curva de saturación total ($G_w = 100\%$), los suelos tienen contracción volumétrica al saturarse; en cambio, cuando quedan arriba de la curva de saturación, se presenta una dilatación volumétrica.

Como complemento, se presenta la Lámina 10 para suelos con tendencia a contraerse cuando se saturan. Las Láminas 11 y 12 corresponden a suelos con tendencia a dilataciones volumétricas; y la Lámina 13 a un suelo sin cambios volumétricos al saturarse (el "LL" quedó precisamente en $G_w = 100\%$). La mayoría de los datos básicos contenidos en estas cuatro Láminas fueron tomados de la Ref. 8).

Es interesante observar que no interesa la forma de la trayectoria, para el caso de condiciones extremas, ya que la estimación de " $\Delta V/V_0$ " máximo con el criterio aquí expuesto, permite identificar la tendencia del suelo al saturarse bajo condiciones fijas de carga confinante. En la Lámina 14 se presentan unas trayectorias (Refs. 4 y 9) correspondientes a un suelo inalterado, donde puede observarse que la condición final tiende al "LL".

2.3.2 Caso de suelos compactados

Si una muestra de suelo se compacta en un molde cilíndrico bajo ciertas condiciones iniciales de compactación (C_i), humedad (w_i) y grado de saturación (G_{wi}), cuando se le permite el acceso libre de agua con una presión fija de sobrecarga (p_s) o de confinamiento (σ_3), se presentará una expansión gradual con el tiempo que cesará al llegarse a las condiciones finales correspondientes (C_f , w_f y G_{wf}).

Si se sustituye la ecuación (2) en la (3), se tiene:

$$\Delta V/V_0 = \frac{1 + S_s/(G_w/w)_f}{1 + S_s/(G_w/w)_i} - 1 \quad (4)$$

Si se conoce la correlación entre los factores $(G_w/w)_f$ y $(G_w/w)_i$, es posible estimar " $\Delta V/V_0$ " con relativa facilidad.

De las Refs. 10 a 12 se tomaron los datos anotados en la Tabla 1, que corresponden a unas pruebas especiales realizadas en una arcilla (CH), denominada Suelo A.

Con esos datos, el autor encontró que, para una humedad inicial dada (w_i), hay una relación estrecha entre las condiciones finales e iniciales del factor G_w/w (Láminas 15 a 17). Además, hay un punto común de equilibrio final en que:

$$(G_w/w)_e = (G_w/w)_f = 2 \quad (5)$$

Ahora bien, la condición de equilibrio corresponde al caso en que el suelo tiende a saturarse ($G_w = 100\%$). Despejando la humedad final (w_f) de la fórmula (5), resulta:

$$w_f = G_{wf}/2 = 100/2 = 50 \quad (6)$$

Valor que corresponde en este caso (Suelo A) precisamente al límite plástico (LP). Por lo tanto,

$$w_f = LP = 50\% \quad (7)$$

Se puede establecer la ecuación general siguiente (Láminas 15 a 18,

$$(G_w/w)_f = (G_w/w)_e + \left[(G_w/w)_i - (G_w/w)_e \right] m_w \quad (8)$$

En la cual, el factor m_w representa las pendientes de las rectas de correlación.

El factor m_w es constante para una humedad inicial (w_i) dada. Generalizando su expresión, resulta:

$$m_w = m_w (w_i) \quad (9)$$

Para el caso del Suelo A, en la Lámina 19 se presenta la relación entre m_w y w_i , utilizando los factores w_i/LP ó w_i/LL . La ecuación (8) será, tomando en cuenta la (5), como sigue:

$$(G_w/w)_f = 2 + \left[(G_w/w)_i - 2 \right] m_w \quad (10)$$

Sustituyendo la ecuación (10) en la (4), se obtiene:

$$\Delta V/V_0 = \frac{1 + S_s / (2 + [(G_w/w)_i - 2] m_w)}{1 + S_s / (G_w/w)_i} - 1 \quad (11)$$

En la Tabla 2 se comparan los resultados obtenidos al aplicar las fórmulas (10) y (11) con los deducidos de las pruebas (Tabla 1). Nótese una buena correspondencia entre los resultados.

Aplicando el mismo procedimiento para otros casos, tomados de las Refs. 4, 13 y 14 (Tabla 3), en la Lámina 20 se presentan las curvas que correlacionan al factor m_w con el factor w_i/LL . Se hace notar que en el equilibrio, resultó mejor el factor

$$(G_w/w)_e = 100/LL \quad (12)$$

Como comparación, en la Lámina 20 se incluye el caso del Suelo A tomando en cuenta la ecuación (12).

2.4 Comentarios generales

Los resultados aquí presentados permiten establecer que es posible estimar los cambios volumétricos por saturación en los suelos compactados, con la ayuda de las fórmulas (8) y (11).

El factor $(G_w/w)_e$ parece ser que oscila entre 100/LP y 100/LL, para lo cual es necesario emprender una investigación que permita asociar las curvas del factor m_w con las presiones de sobrecarga unidimensional (p_1) o de confinamiento tridimensional (σ_3), de una manera normalizada.

3) CONTROL DE CALIDAD EN SUELOS COMPACTADOS

3.1 Generalidades

La aplicación más importante de lo presentado en el Capítulo 2, es la de tener un panorama más amplio de lo que puede ocurrir en la realidad cuando se sobrecompacta innecesariamente un suelo.

En otras palabras, el control de calidad durante la construcción debe ser congruente con la finalidad del proyecto (resistencia y estabilidad volumétrica del suelo al saturarse).

En este Capítulo se proponen criterios para escoger las condiciones iniciales de compactación más recomendables de un suelo, con énfasis hacia su estabilidad volumétrica por saturación.

3.2 Criterios para seleccionar la compactación y la humedad iniciales

Una aplicación práctica de las Ideas expuestas en el Capítulo 2, se refiere a la compactación y humedad iniciales (C_i y w_i) más recomendables en un suelo compactado (Refs. 9 y 15).

En el diagrama gravimétrico correspondiente (similar al de la Lámina 4), se debe incluir un número suficiente de curvas de igual cambio volumétrico unitario ($\Delta V/V_o$), a partir de las trayectorias de saturación observadas. Si no se dispone de pruebas de laboratorio, es posible estimar los valores de " $\Delta V/V_o$ " con la ecuación (11).

A continuación se debe establecer la zona de rechazo, definida como aquella en que " $\Delta V/V_o$ " es mayor de cierto valor, considerada como el máximo admisible. De esta manera se pueden seleccionar las condiciones gravimétricas iniciales (C_i , w_i) más convenientes desde el punto de vista de la estabilidad volumétrica del suelo al saturarse, compatibles con las características de resistencia y deformabilidad que exija el caso. Por lo tanto, este criterio es más ingenieril: fijar un cambio volumétrico máximo admisible, por ejemplo: 4%.

En este caso, se puede definir la zona de rechazo como aquella en que la combinación de compactaciones (C_i) y humedades (w_i) proporciona un cambio volumétrico unitario ($\Delta V/V_o$) mayor del 4%, cuando el suelo se satura.

Por ejemplo, en el caso del Suelo A (Lámina 21) no es conveniente compactarlo con una humedad inicial (w_i) menor de 23%. Podrá recomendarse como criterio de aceptación una humedad inicial (w_i) de $25 \pm 2\%$, desde el punto de vista de la estabilidad volumétrica. Desde el aspecto de resistencia al corte, deben procurarse compactaciones más bien altas, en general.

Otro ejemplo es el de la Lámina 26 (Ref. 16), en que no conviene compactar con humedades (w_i) menores de 18% para que los cambios volumétricos unitarios ($\Delta V/V_o$) sean menores de 4%, ni con compactaciones (C_i) mayores de 67% para que la resistencia a la compresión simple (q_u) no sea demasiado baja.

Con el enfoque de estabilidad volumétrica, hay por consiguiente manera de decidir cuál es la compactación (C_i) y la humedad (w_i) iniciales más convenientes, para minimizar los cambios volumétricos. Se pueden aplicar también otros criterios simplistas, como el esbozado en la Lámina 21 (Refs. 9 y 15).

La Lámina 23, correspondiente a un suelo fino arcilloso (CH), de Mexicali, B. C., muestra que si se compacta a grados superiores a 95% (Proctor SARH), los cambios volumétricos cíclicos de humedecimiento y se cado aumentan demasiado, para una condición de sobrecarga ligera, como el revestimiento rígido de un canal. Esto traerá como consecuencia el de sarrollo de presiones que agrietan las losas de concreto hidráulico.

Muchas veces se ha reparado el daño a base de dar cada vez más compactación, con resultados evidentemente desastrosos. Por ejemplo, si se fija un mínimo de 95 ó 100%, porque así está escrito en las normas "inviolables", y las losas se rompen, de inmediato se le "echa" la culpa al residente o el constructor es "muy malo".

¿No sería más práctico recomendar una compactación de $90 \pm 5\%$ (Proctor SARH), en que los cambios volumétricos son aceptables? (Lámina 23), sin perder de vista los aspectos de resistencia al esfuerzo cortante. Desde luego que en casos futuros es mejor "hablar" en términos de compacidad (C) y no de grado de compactación; pero, así se aplicó en este caso.

3.3 Relación entre proyecto y control de calidad

Como se expresó en el Inciso 2.3 y en la Ref. 15, cuando un suelo con poca humedad (w_i) y bajo grado de saturación (G_{w_i}) se compacta demasiado, al saturarse experimentará cambios volumétricos (dilataciones) muy importantes, con la consiguiente pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Por eso, en cada caso particular debe estudiarse la interrelación que hay de la humedad (w_i), el grado de saturación (G_{w_i}) y la compacidad (C_i) iniciales de un suelo, con los cambios volumétricos unitarios ($\Delta V/V_0$) esperados al saturarse, para establecer un criterio de aceptación y rechazo compatible con la estabilidad volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante deseadas en el proyecto.

Especificar una compactación mínima de 100 ó 95% "a secas", es sumamente peligroso, si no se entiende y conoce el comportamiento probable del suelo al saturarse. Mientras no se disponga de datos, es preferible estalecer criterios conservadores, llevados a la práctica mediante cartas de control.

En la Lámina 24 se observa que la mayor parte de la gráfica de tondencias correspondiente al grado de compactación, se mantuvo en la zona de aceptación. Lo recomendable en casos futuros es medir la compactación mediante la compacidad (C).

En la Lámina 25, en que se ha sugerido como indicador sensible de los contenidos de agua a la relación entre la humedad del lugar y la óptima, se observa que se trató de mantener la gráfica de tendencias dentro de la zona de aceptación.

A partir de los resultados obtenidos en tramos de prueba, como los mostrados en la Lámina 26, es posible recomendar la relación de humedades (natural/óptima) más adecuada y el número de pasadas más conveniente, para el equipo de compactación utilizado y el suelo particular compactado. Muchas veces, cuando se dan más pasadas de lo recomendado, en lugar de aumentar la compactación se rompe la estructura del suelo. Se hace notar que conviene controlar la humedad inicial (w_i) de los tramos, antes de que el equipo empiece a compactar, ya que si la relación de humedades no es la indicada, es inútil tratar de alcanzar la compactación deseada mediante un gran número de pasadas; desde luego que en el futuro conviene "referirse" más bien a la compactación (C).

Otro ejemplo de carta de control se presenta en la Lámina 27. En este caso, perteneciente al camino Salina Cruz-Pochutla, se observa que en el tramo 2, puede haber una zona potencial de succión alta, debido a la baja relación de humedades (natural/óptima) correspondiente a una compactación relativamente alta. De aquí la importancia en el control estricto de la compactación (C_i) y humedad (w_i) iniciales. Desde luego que en este caso se pudo haber utilizado la compactación (C) como medida de la compactación.

Para finalizar, conviene mencionar que los cambios volumétricos por saturación en los suelos compactados (base y capa subrasante) de la pista del Nuevo Aeropuerto de Villahermosa, Tab., se minimizaron al cambiar la especificación de 100% mínimo a 95% mínimo.

4) ETAPAS RECOMENDABLES EN EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE UNA OBRA DE TIERRA

El fracaso de muchas obras, en especial las de tierra, se debe básicamente a la falta total de entendimiento entre los elementos responsables del proyecto completo (proyectista, constructor y controlador de calidad).

El proyectista normalmente fija el nivel de calidad con el criterio del "mínimo" de compactación y, por desconocer el comportamiento de los suelos compactados, logra que el constructor fabrique "sin querer" una estructura peligrosa; en otras palabras, transforma un suelo "noble" en "rebelde". Y lo que es más, el controlador de calidad se encarga de asegurar esta aberración.

En cambio, si el proyectista correlaciona las propiedades básicas del suelo compactado (estabilidad volumétrica y resistencia al esfuerzo cortante) con parámetros fácilmente medibles (compacidad y humedad), podría establecer racionalmente los criterios de aceptación, corrección y rechazo, tomando en cuenta la opinión del experto en construcción y efectuando tramos de prueba. De esta manera se aprovecharía mejor el material y el equipo que proponga el constructor y, por otra parte, el control de calidad si tendrá entonces razón de ser.

A continuación se presenta un esquema de lo descrito anteriormente:

ETAPA	RESPONSABLE	ACTIVIDAD
1	Proyectista	Establecer niveles de calidad
2	Proyectista	Correlacionar propiedades fundamentales con parámetros fácilmente medibles
3	Proyectista	Definir y establecer zonas de aceptación, corrección y rechazo
4	Constructor	Proponer aprovechamiento de materiales y procedimientos constructivos
5	Proyectista	Aprobar proposición del constructor
6	Controlador de Calidad	Ajustar correlaciones y zonas de control a condiciones reales en la obra
7	Controlador de Calidad	Corregir desviaciones durante la construcción
8	Controlador de Calidad	Retroalimentar al proyectista

5) REFERENCIAS

- 1.- Orozco S., R. V. (1978). "Compactación y Control de Calidad", IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo I, Mérida, Yuc.
- 2.- Orozco S., R. V. (1976). "Comentarios sobre cambios volumétricos y relaciones", VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Tomo III, Guanajuato, Gto.
- 3.- Orozco S., R. V. (1977). "Aprovechamiento de materiales en concreto hidráulico", II Reunión Nacional de Vías Terrestres, México, D. F.
- 4.- Rico R., A. y Orozco S., R. V. (1971). "Formación de grietas longitudinales en caminos", XI Congreso Panamericano de Carreteras, Quito, Ecuador.
- 5.- Marsal, R. J. y Reséndiz N., D. (1975). "Presas de tierra y enrocamiento", Editorial Limusa.
- 6.- Rico R., A. y Del Castillo M., H. (1976). "La ingeniería de suelos en las vías terrestres", Editorial Limusa.
- 7.- Romo O., M. P. y Orozco S., R. V. (1978). "Aplicación del método del elemento finito al análisis de pavimentos", IV Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería, A. C., Mérida, Yucatán.
- 8.- Soiltec - IMSS (1972). "La mecánica de suelos en las construcciones para la seguridad social", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.
- 9.- Orozco S., R. V. (1977). "Suelos expansivos en urbanización y vivienda. Planteamiento del tema", I Reunión de trabajo INFONAVIT-Instituto de Ingeniería, México, D. F.
- 10.- Holtz, W. G. (1959). "Expansive clays-properties and problems", Theoretical and practical treatment of expansive soils, Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 54, No. 4.
- 11.- Holtz, W. G. and Bara, J. P. (1965). "Comparison of expansive clays in the Central Valley, California", Engineering effects of moisture changes in soils, First International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, A&M University, College Station, Texas, USA.
- 12.- Holtz, W. G. (1969). "Volume change in expansive clay soils and control by lime treatment", Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A&M University, College

Station, Texas, US.A.

- 13.- Alberro, J. e Hiriart, G. (1973). "Grietas longitudinales en terraplenes de caminos", Instituto de Ingeniería, Informe Interno.
- 14.- Gizienski, S. F. and Lee, L. J. (1965). "Comparison of laboratory swell tests to small scale field tests", First International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas, USA, pp: 108-119.
- 15.- Orozco S., R. V. (1977). "Reflexiones sobre Control de Calidad", Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura, Vol. LVI, No. 2.
- 16.- Jones, D. E. (1972). "Expansive soils and Housing Development", Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction, Denver, Colorado, USA.

TABLA 1.- CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUELO A

Punto	Humedad (w)		Peso volumétrico seco (γ_d)		$\frac{\Delta V}{V_0}$ (%)	G_w/w	
	Inicial (%)	Final (%)	Inicial (lb/pic ³)	Final (lb/pic ³)		Inicial	Final
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	15.5	31.0	97.0	86.5	11.7	3.57	2.79
2	16.0	31.5	96.0	87.5	9.6	3.49	2.86
3	15.0	31.5	93.0	85.5	8.6	3.25	2.73
4	16.0	33.0	91.0	83.5	8.6	3.10	2.60
5	16.0	34.0	87.5	82.0	6.9	2.86	2.51
6	15.5	35.0	87.0	81.0	7.7	2.82	2.45
7	15.0	39.0	78.0	75.0	3.5	2.29	2.13
8	16.0	41.0	75.0	74.5	0.9	2.13	2.10
9	20.0	28.0	97.0	91.5	6.5	3.57	3.14
10	20.0	30.5	93.5	88.5	5.7	3.29	2.92
11	20.5	32.5	87.7	83.0	5.0	2.87	2.57
12	20.5	37.0	78.0	76.0	2.7	2.29	2.18
13	25.0	27.0	97.2	96.0	2.0	3.59	3.53
14	25.5	29.0	93.0	90.7	2.4	3.25	3.16
15	25.0	32.0	87.0	84.5	2.7	2.82	2.74
16	25.0	37.5	78.0	77.0	1.0	2.29	2.26

OBSERVACIONES:

- a) $p_s = 0.07 \text{ kg/cm}^2$ (sobrecarga fija), LL = 64%, LP = 50%, $S_s = 2.75$ (Ref. 12).
- b) Las pruebas se hicieron en un consolidómetro convencional.
- c) Las columnas (2) a (6) corresponden a los resultados de las pruebas.
- d) Las columnas (7) y (8) se obtuvieron con la ayuda de la fórmula (2).
- e) Los datos básicos se tomaron de las Refs. 10 a 12.

TABLA 2.- COMPARACION DE RESULTADOS PARA EL SUELO A

Punto	Factor (G_w/w) _f		$\Delta V/V_0$ (%)	
	Pruebas	Cálculos	Pruebas	Cálculos
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	2.79	2.86	11.7	10.8
2	2.86	2.82	9.6	10.5
3	2.73	2.69	8.6	9.5
4	2.60	2.61	8.6	8.8
5	2.51	2.47	6.9	7.7
6	2.45	2.45	7.7	7.5
7	2.13	2.16	3.5	3.3
8	2.10	2.07	0.9	1.6
9	3.14	3.10	6.5	6.6
10	2.92	2.90	5.7	6.1
11	2.57	2.61	5.0	4.9
12	2.18	2.20	2.7	2.2
13	3.53	3.47	2.0	1.5
14	3.16	3.16	2.4	2.5
15	2.74	2.76	2.7	3.0
16	2.26	2.27	1.8	1.3

OBSERVACIONES:

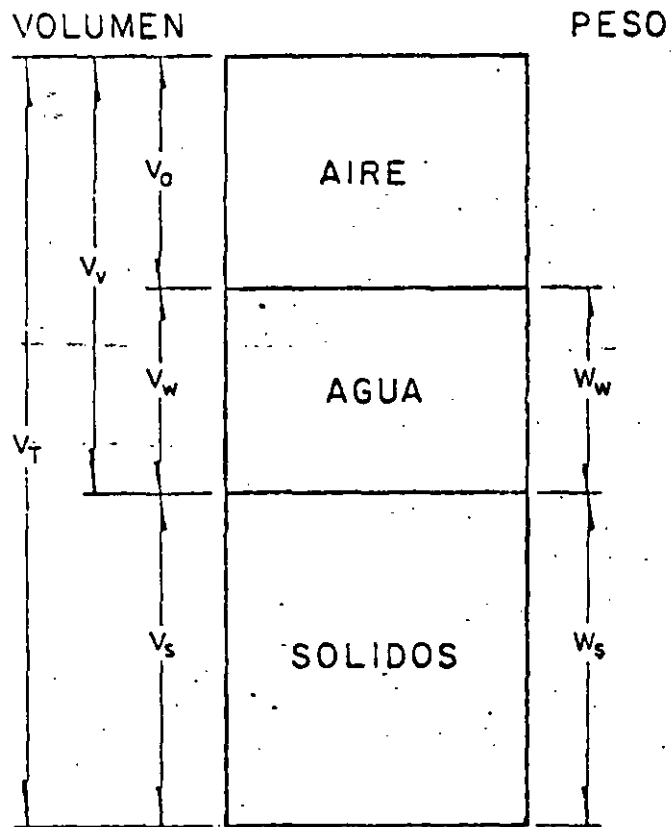
- a) Los datos de las columnas (2) y (4) están tomados de la Tabla 1.
- b) Los datos de las columnas (3) y (5) están calculados con las fórmulas (10) y (11), respectivamente.

TABLA 3.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS SUELOS B Y C

Suelo	LL (%)	LP (%)	S_s	Presión (kg/cm^2)	Refs.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
B	79	47	2.72	$p_s=0.04$ $\bar{\sigma}_3=0.1$	16 2
C	70	47	2.67	$p_s=0.08$	4

OBSERVACIONES:

- a) Los dos suelos son arcillosos, con símbolo CH en el Sistema Unificado (SUCS).
- b) La presión de sobrecarga unidimensional (p_s) se mantuvo constante en las pruebas. Idem la presión efectiva de confinamiento triaxial ($\bar{\sigma}_3$).



HUMEDAD o CONTENIDO DE AGUA

$$w = \frac{W_w}{W_s}$$

GRADO DE SATURACION

$$G_w = \frac{V_w}{V_v}$$

PESO VOLUMETRICO SECO

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T}$$

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LOS SOLIDOS

$$S_s = \frac{W_s/V_s}{\gamma_o} ; \gamma_o = \text{p.e.r. del agua (4°C)}$$

RELACION DE VACIOS

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

POROSIDAD

$$n = \frac{V_v}{V_T}$$

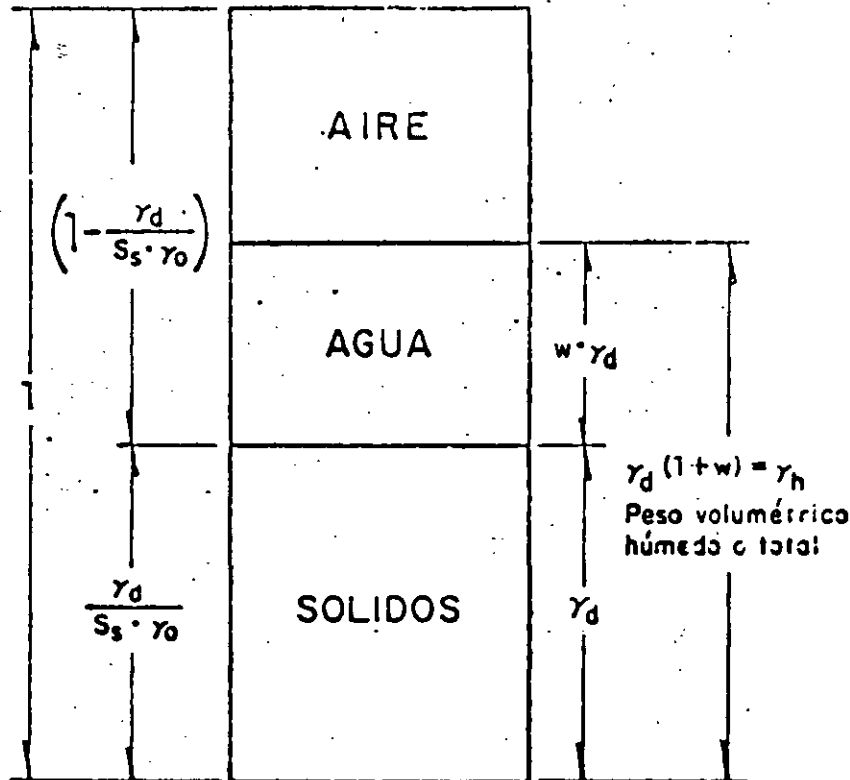
COMPACIDAD

$$c = \frac{V_s}{V_T}$$

LAMINA I - DEFINICIONES FUNDAMENTALES (Ref. 9)

VOLUMEN

PESO



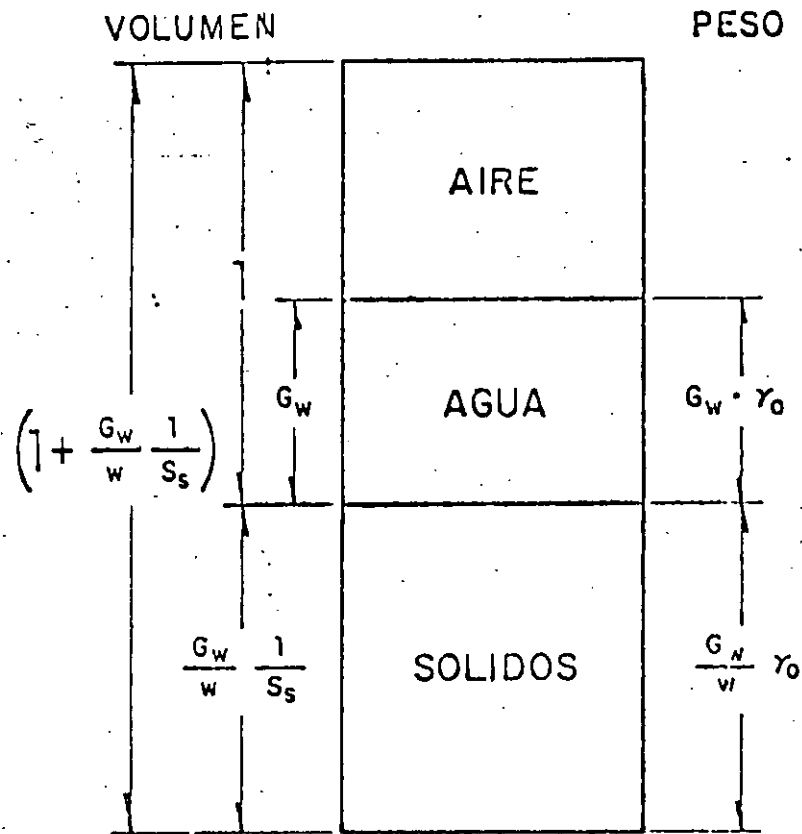
$$C = \frac{V_s}{V_T} = \frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_0}$$

$$e = \frac{1 - \frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_0}}{\frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_0}}$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} = 1 - \frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_0}$$

$$e = \frac{n}{C}$$

LAMINA 2.-RELACION ENTRE "C", "n" Y "e" (Ref. 9)

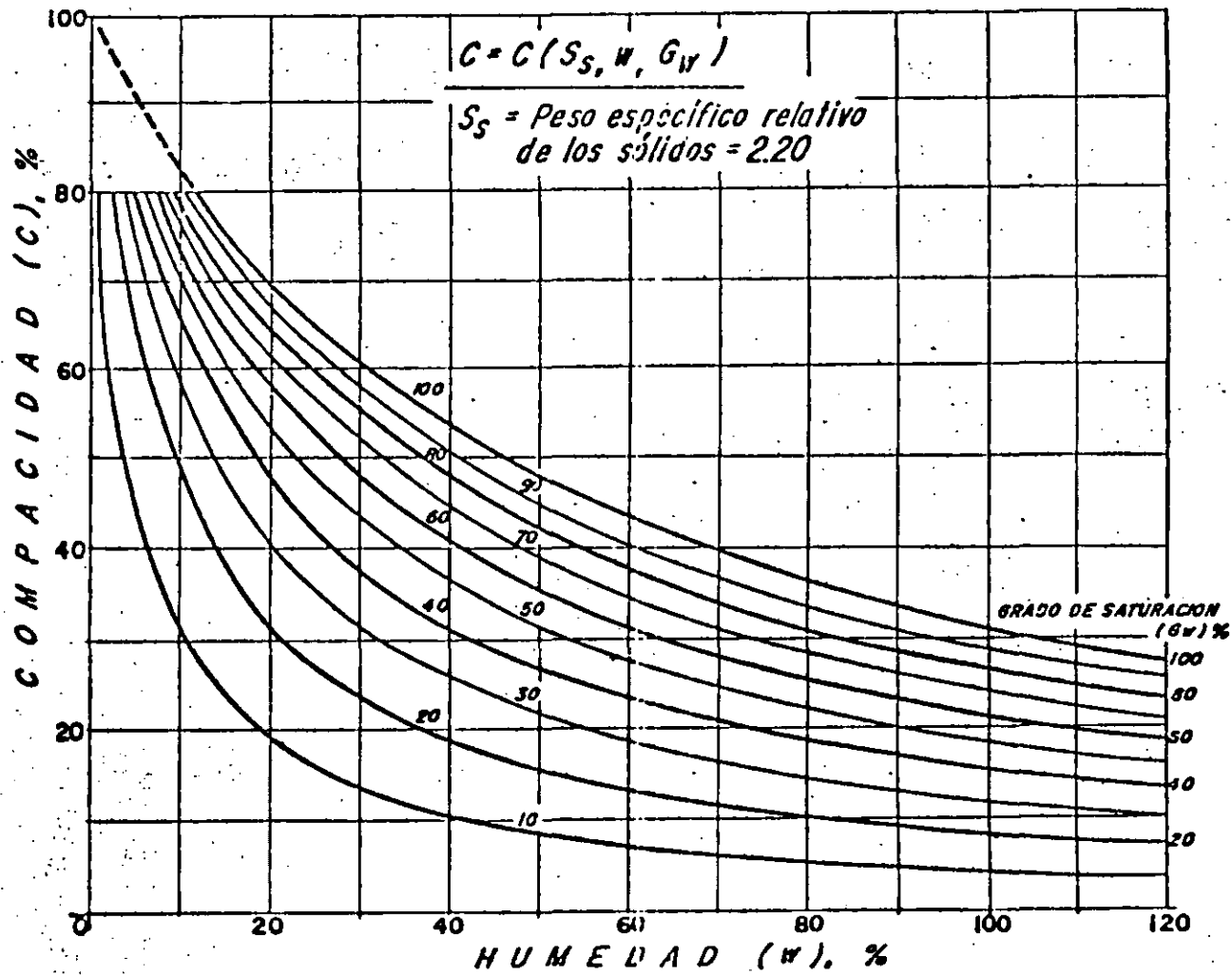


$$C = \frac{V_s}{V_T} = \frac{\frac{G_w}{w} \frac{1}{S_s}}{1 + \frac{G_w}{w} \frac{1}{S_s}} = \frac{1}{\frac{w}{G_w} S_s + 1} ;$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1}{\frac{G_w}{w} \frac{1}{S_s}} = \frac{w}{G_w} S_s$$

$$C = \frac{1}{1 + \frac{w}{G_w} S_s} = \frac{1}{1 + e}$$

LAMINA 3.-COMPACIDAD DE UN SUELO (Ref. 9)



LAMINA 4.- DIAGRAMA GRAVIMETRICO C-G_w-W-S_s (Ref. 9)

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\text{Volumen total final} - \text{Volumen total inicial}}{\text{Volumen total inicial}}$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\frac{V_s}{C_f} - \frac{V_s}{C_i}}{\frac{V_s}{C_i}} = \frac{\frac{C_i - C_f}{C_f \cdot C_i}}{\frac{1}{C_i}}$$

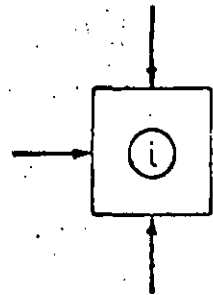
$$\boxed{\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{C_i - C_f}{C_f} = \frac{C_i}{C_f} - 1 = \frac{\Delta C}{C_f}}$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_s(1+e_f) - V_s(1+e_i)}{V_s(1+e_i)} = \frac{e_f - e_i}{1+e_i}$$

$$\boxed{\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1+e_i}}$$

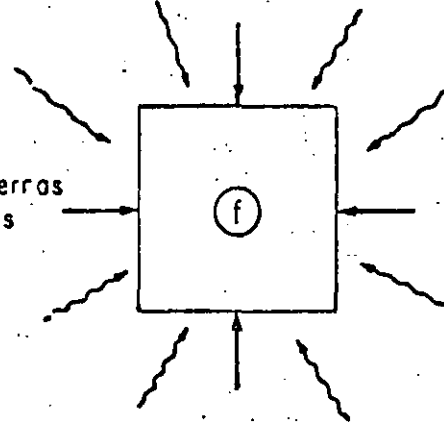
LAMINA 5-CAMBIO VOLUMETRICO ($\Delta V/V_0$) (Ref. 9)

Condición inicial



Presiones externas
constantes

Condición final



Acceso
de agua

S_i

>

S_f

w_i

<

w_f

G_{wi}

<

G_{wf}

C_i

>

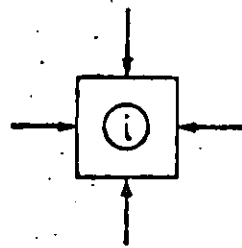
C_f

EXPANSION
LIBRE

$$\Delta V/V_0 = \frac{\Delta C}{C_f}$$

LAMINA 6 - (Ref. 9)

Condición inicial



S_i

w_i

G_{wi}

C_i

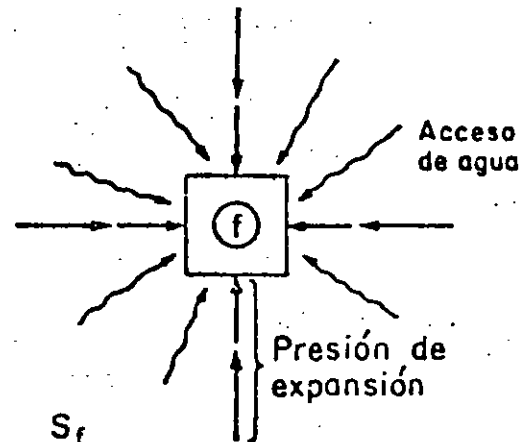
$>$

$>$

$>$

$=$

Condición final



S_f

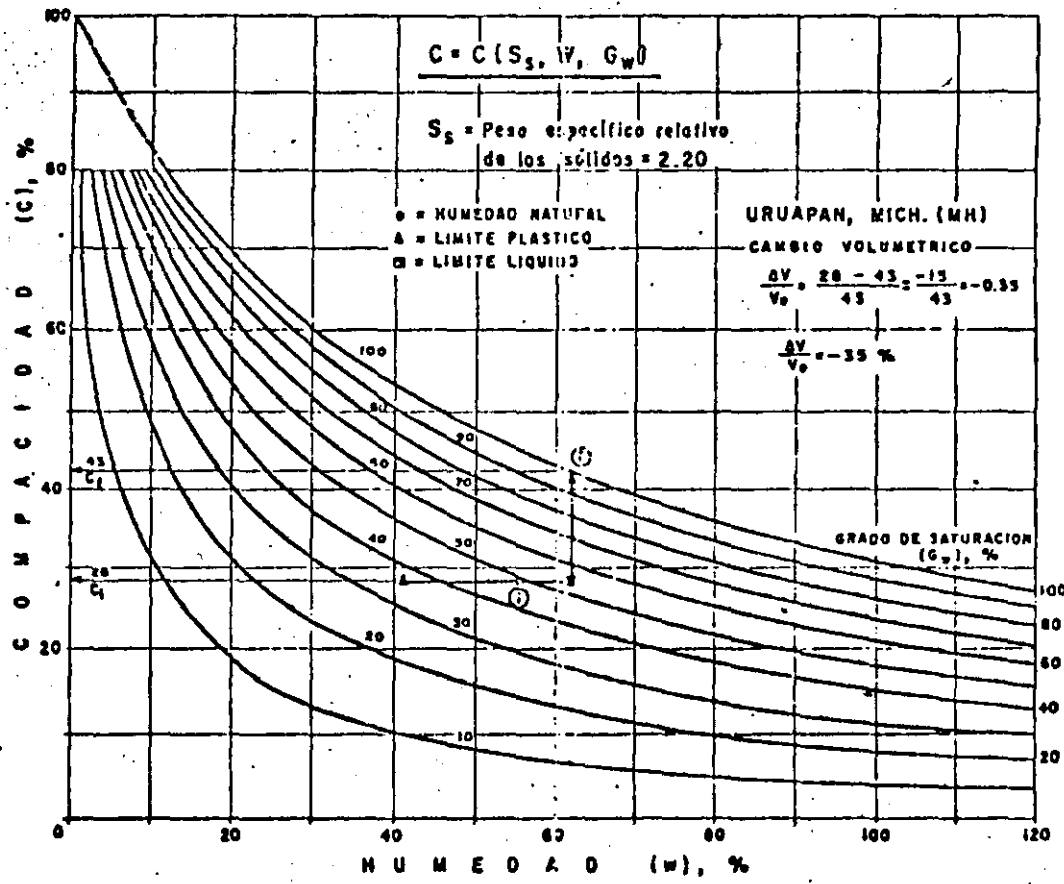
w_f

G_{wf}

C_f

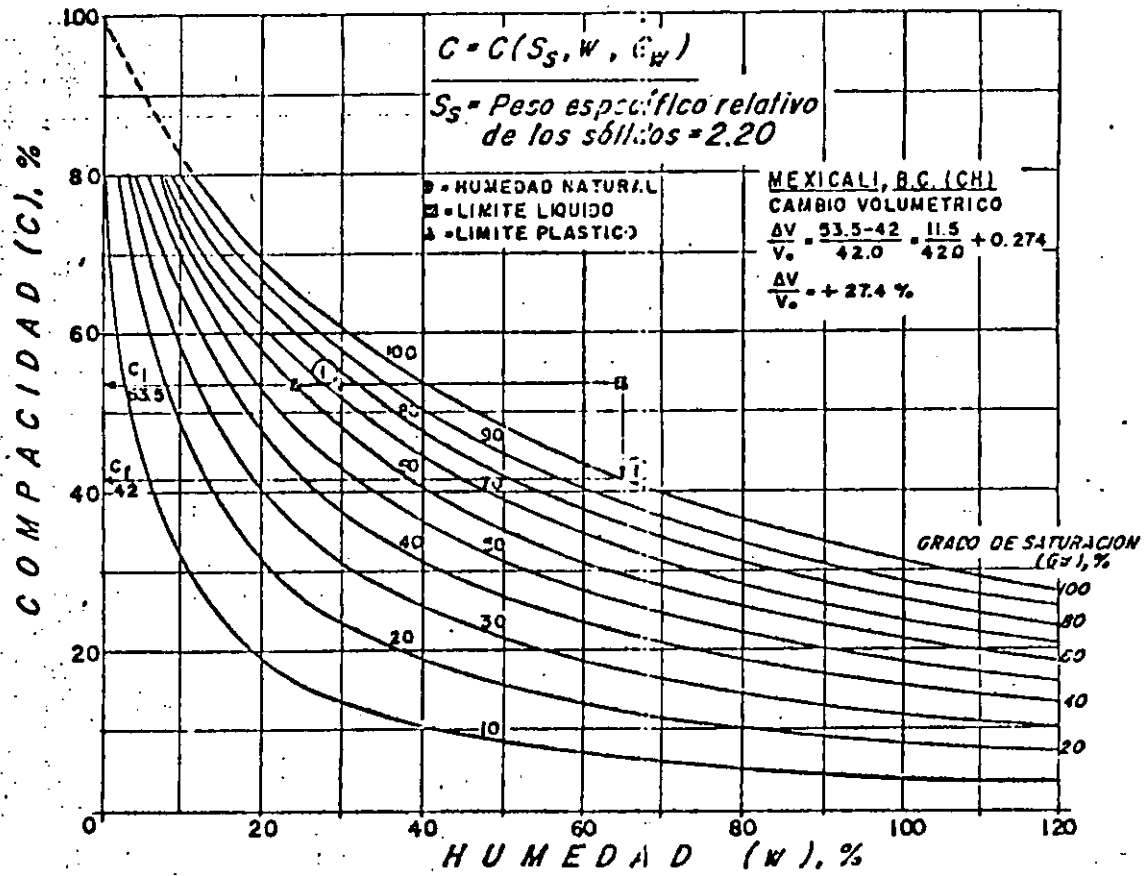
$\Delta V/V_0 = 0$

LAMINA 7--(Ref. 9)

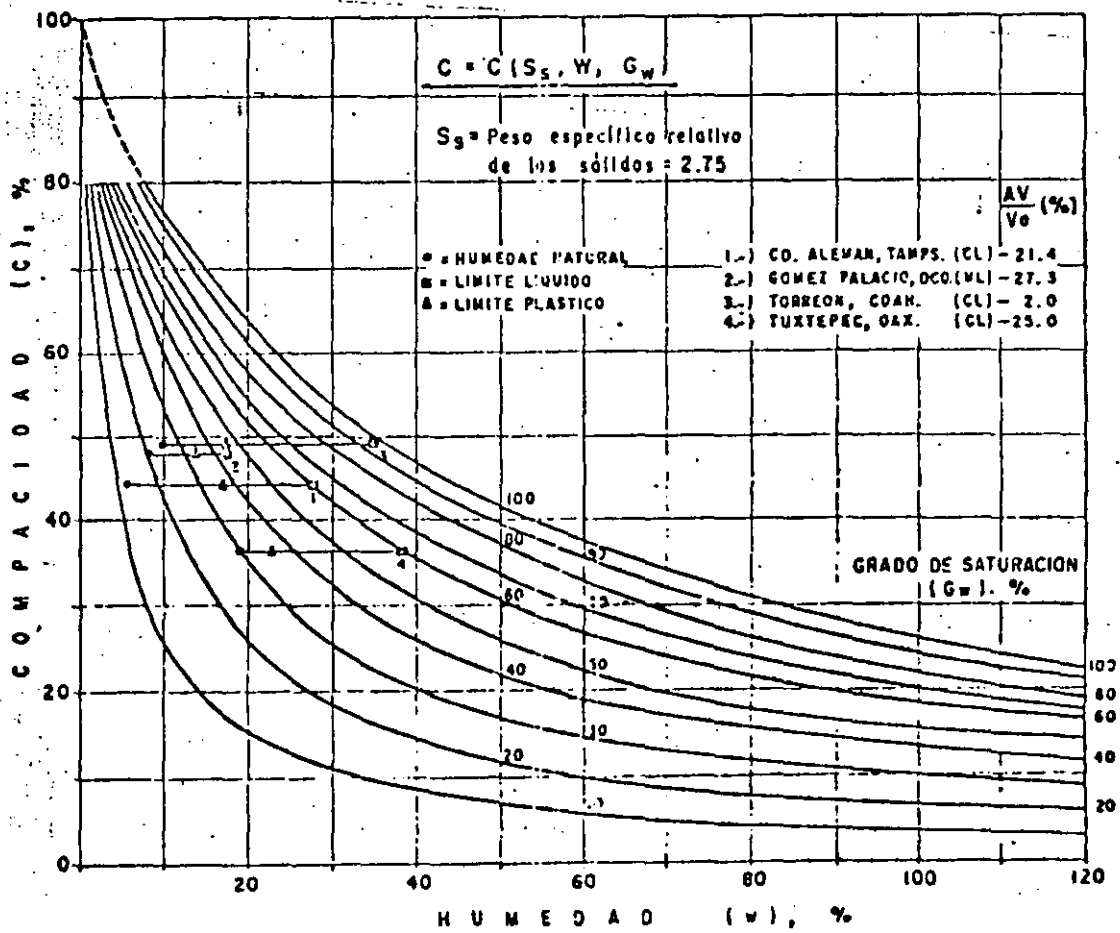


LAMINA 8 (Ref. 2)

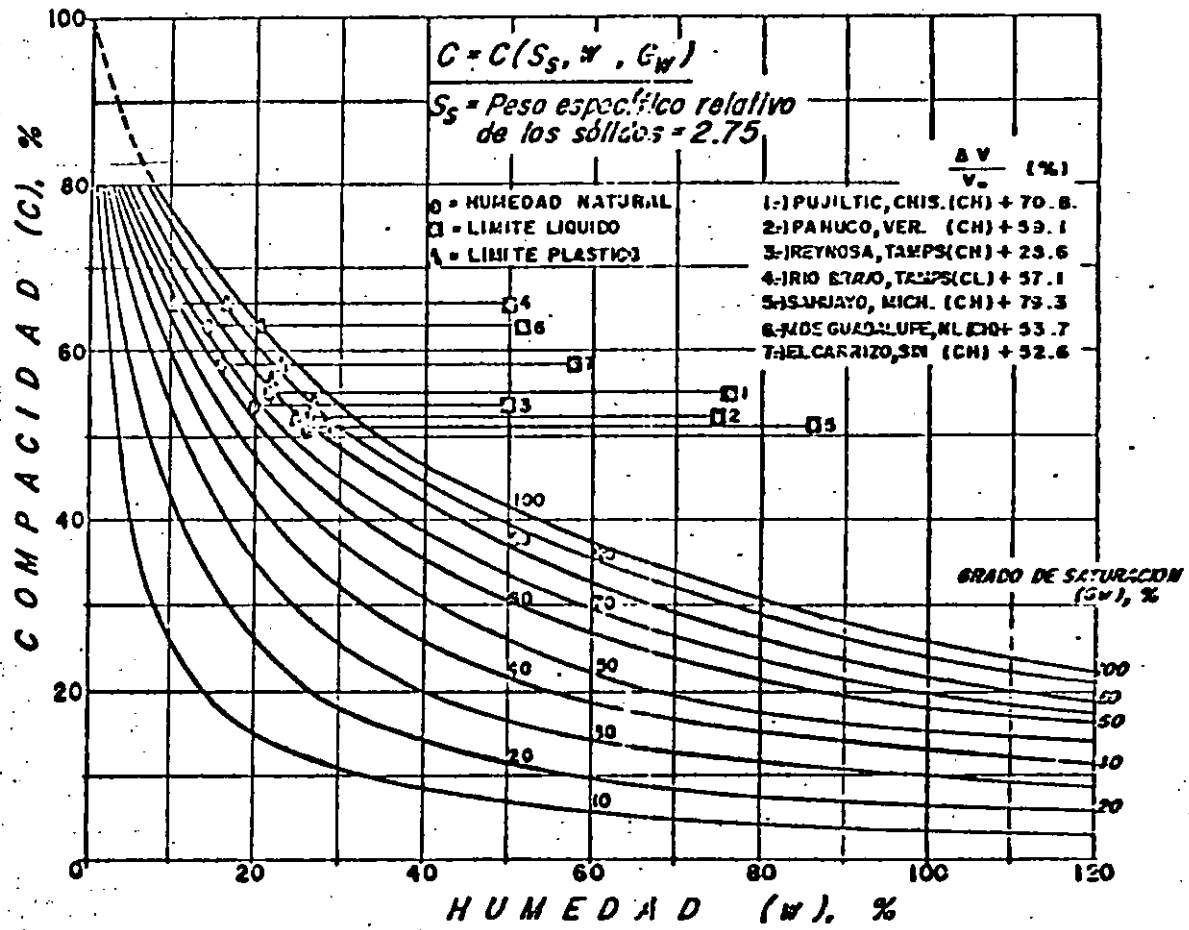
1-2



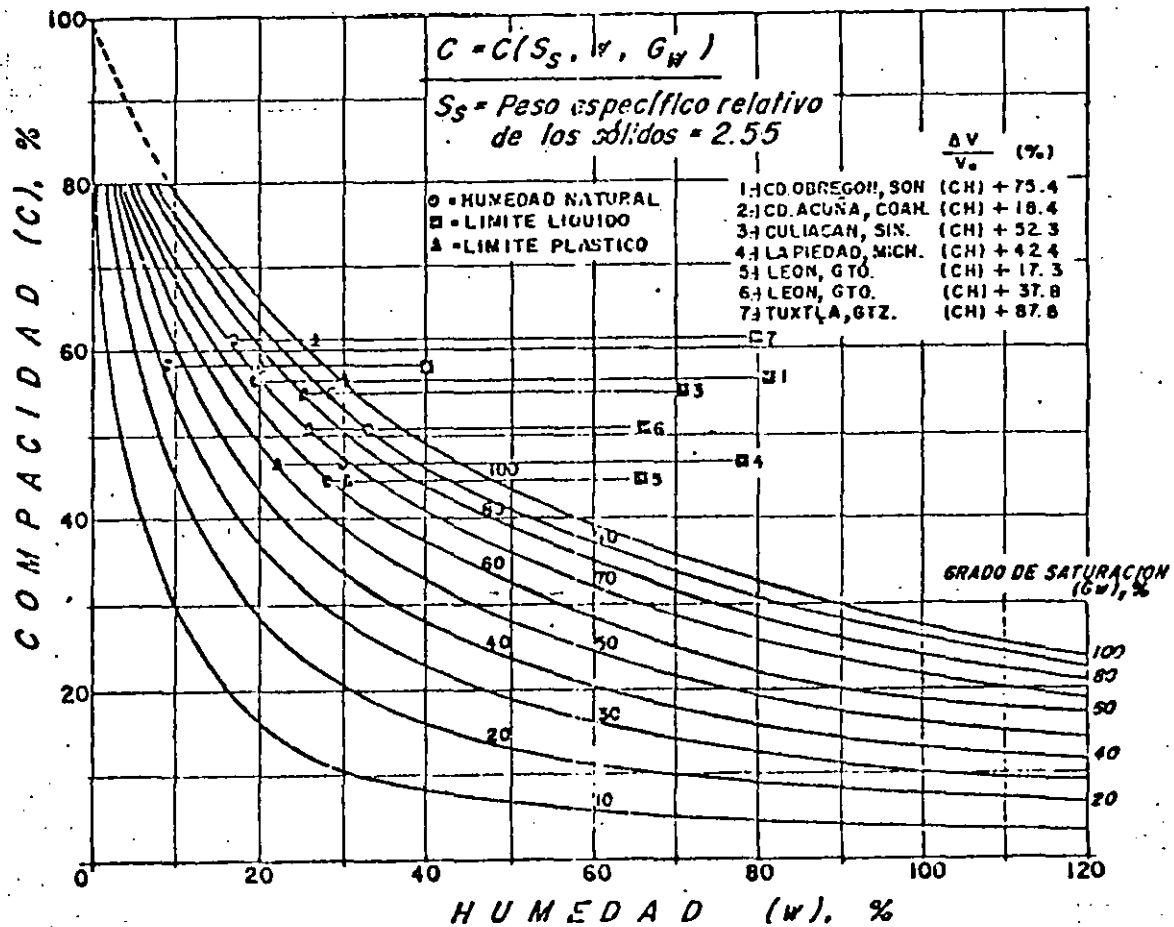
LAMINA 9 (Ref. 2)



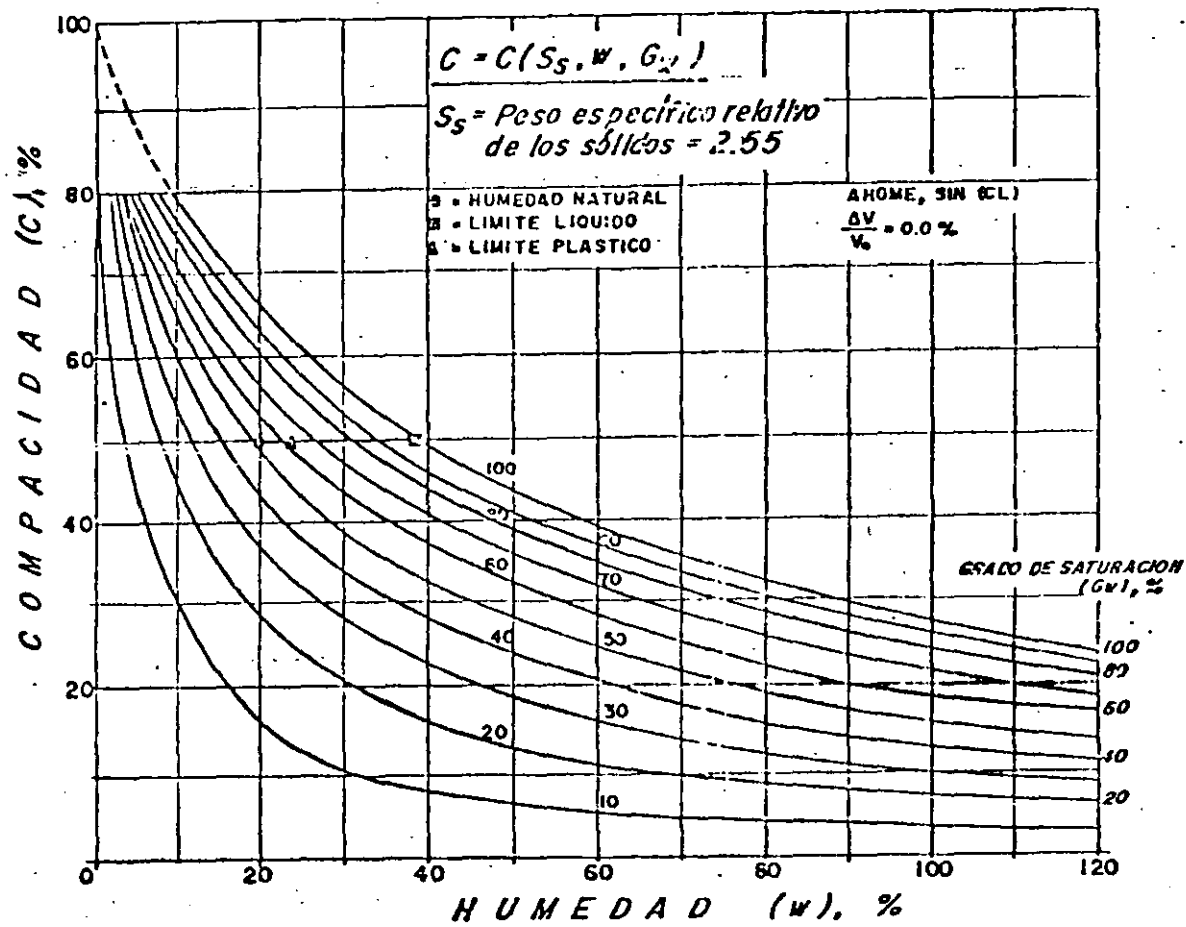
LAMINA. 10 (Ref. B)



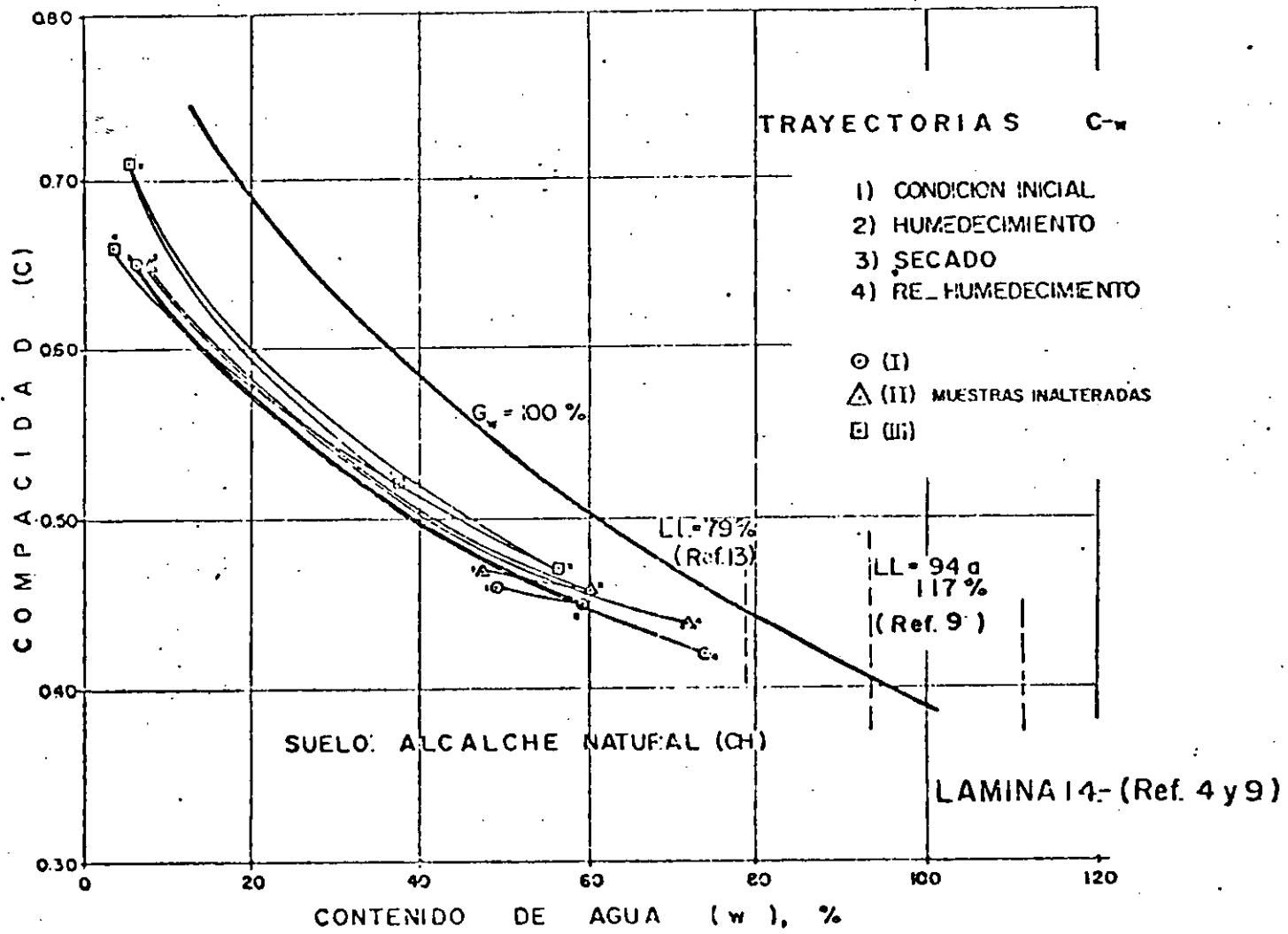
LAMINA II (Ref. B)

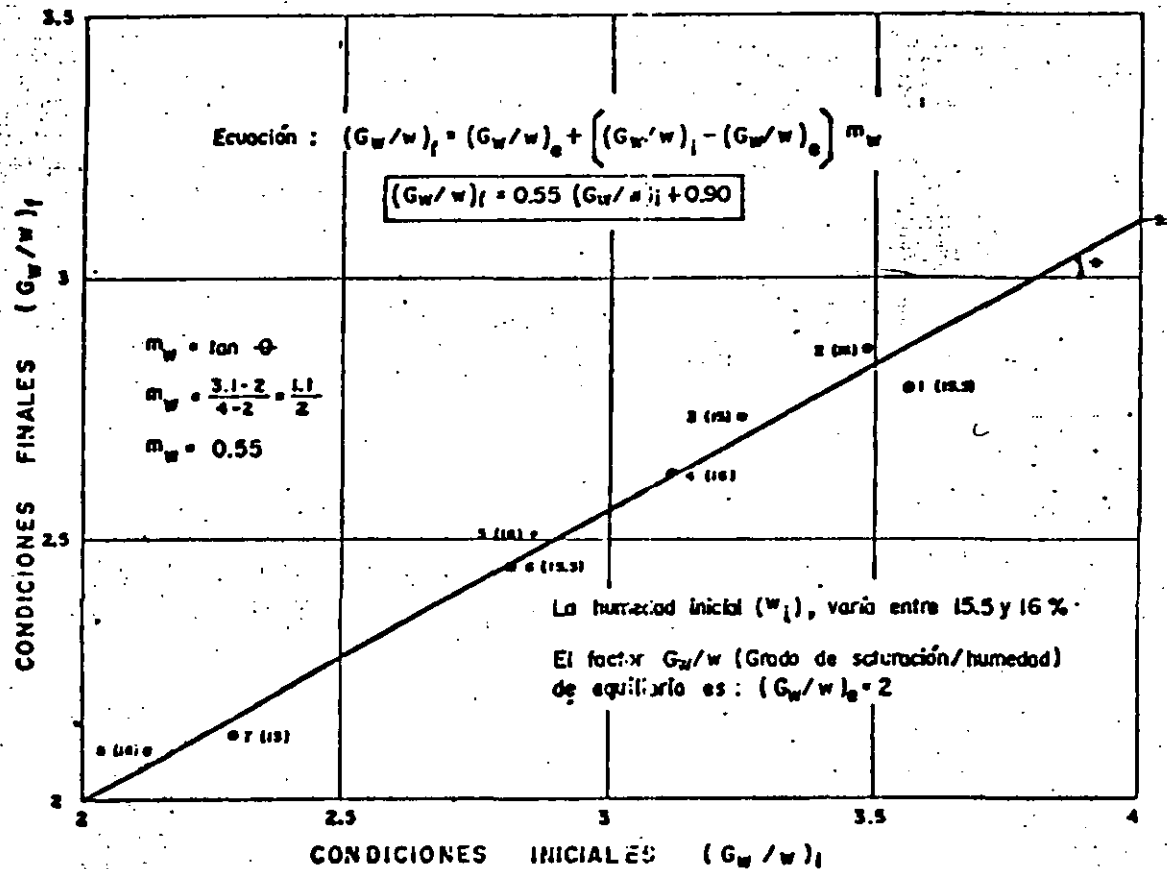


LAMINA 12 (Ref. 8)

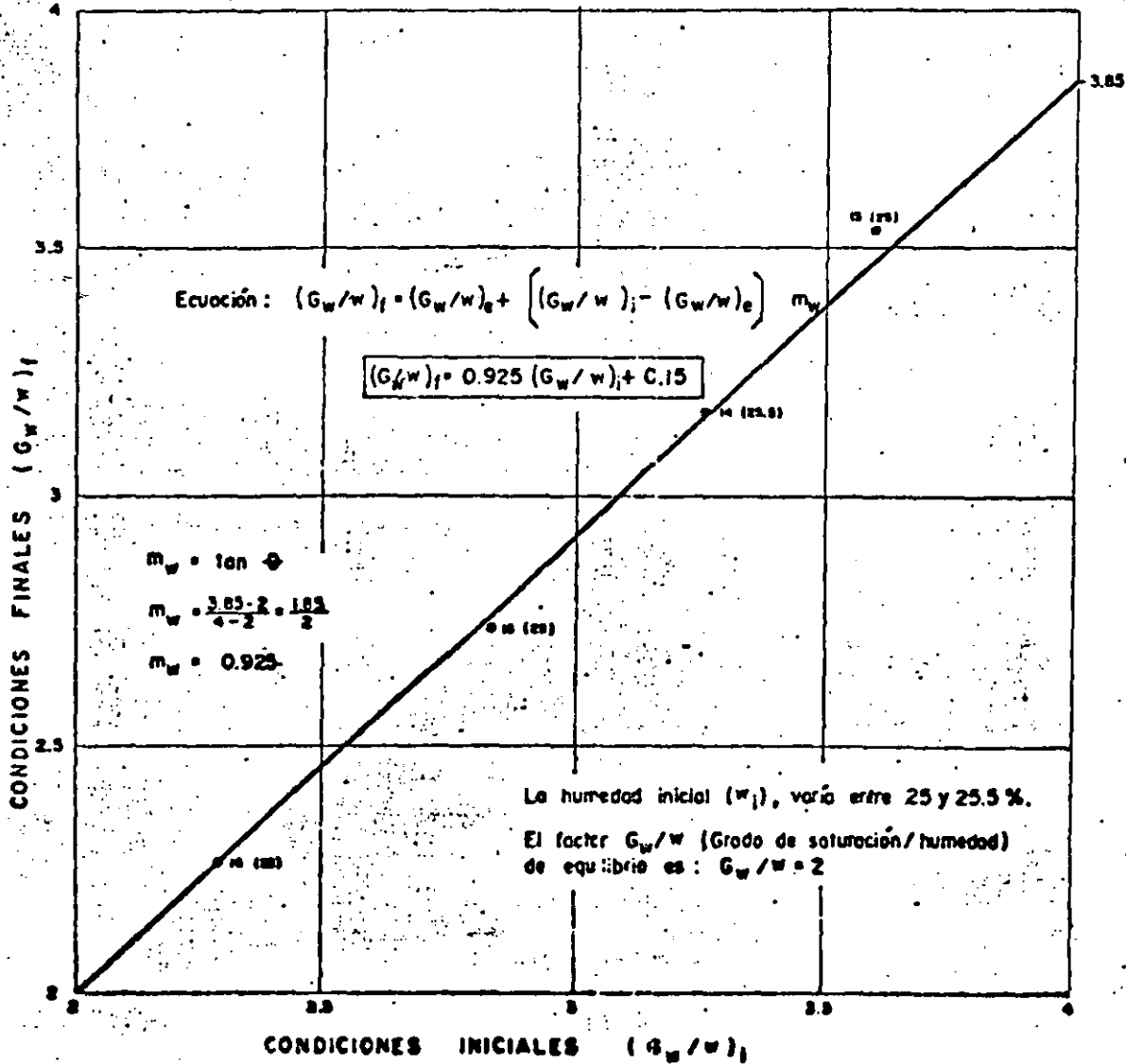


LAMINA 13 (Ref. 8)

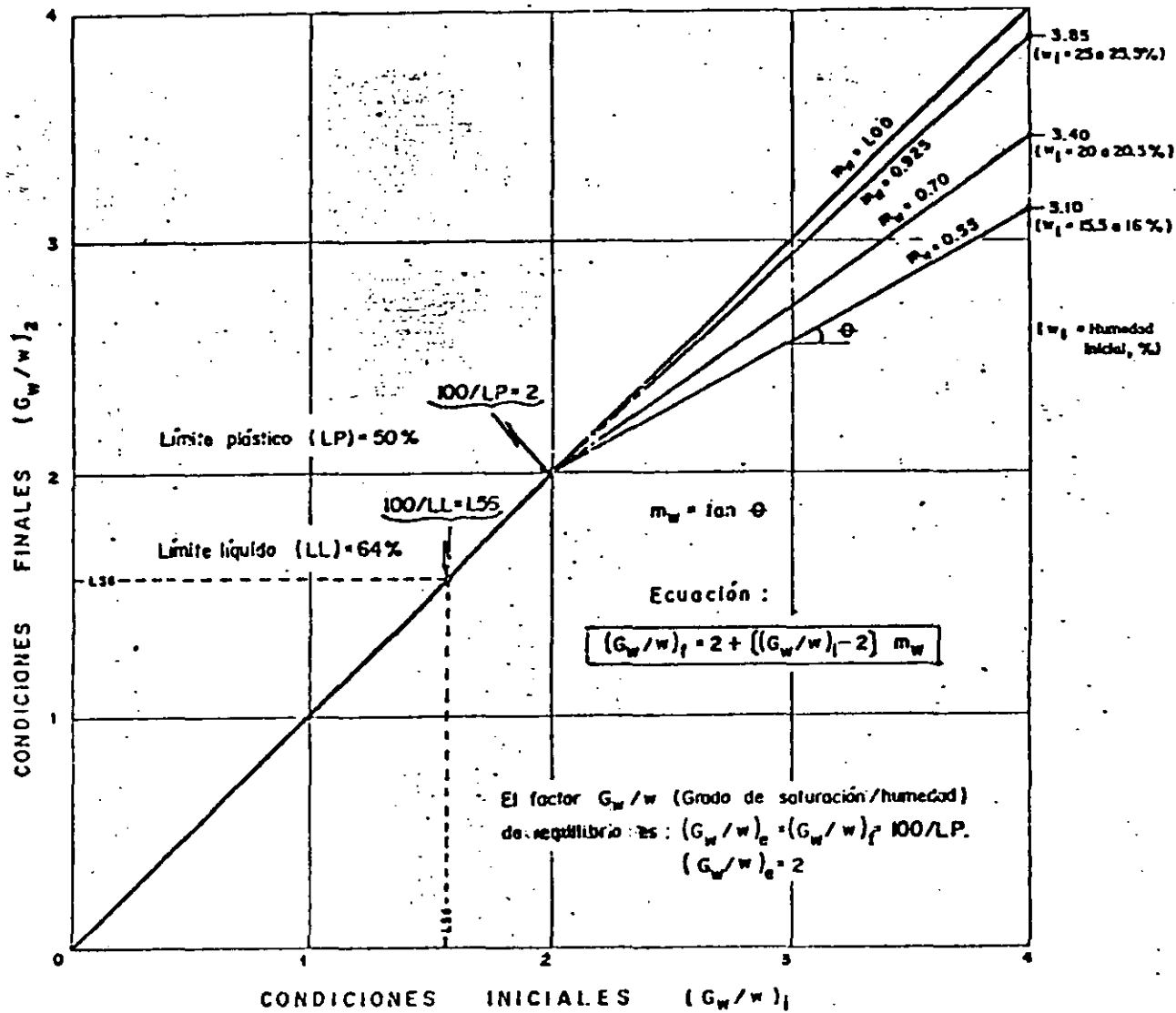




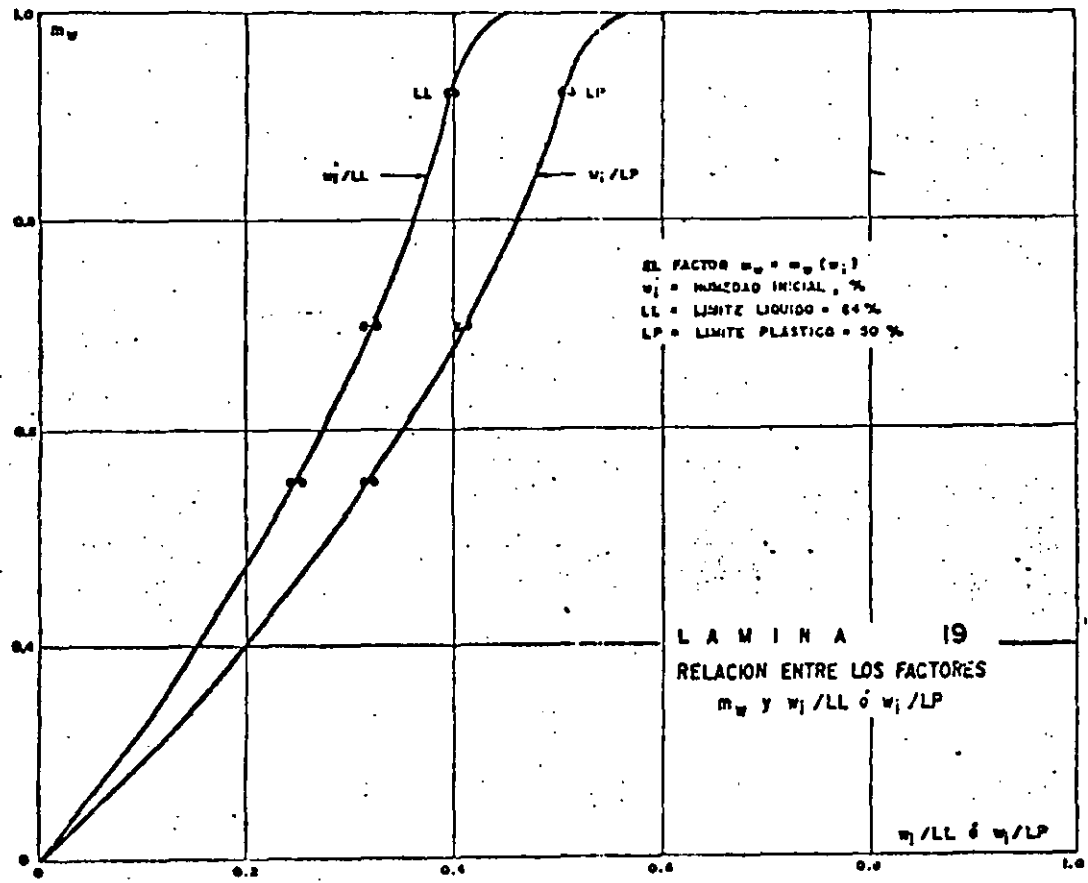
LAMINA 15 RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR G_w/w , (SUELO - A)

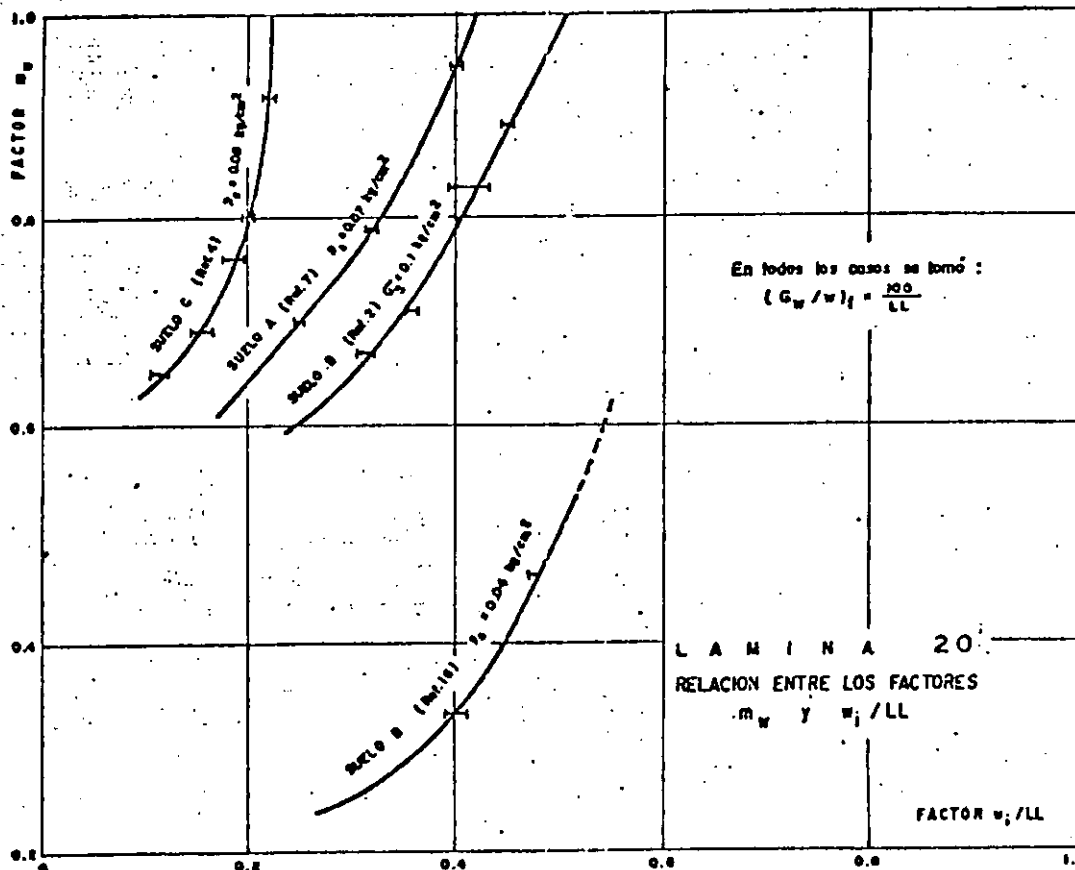


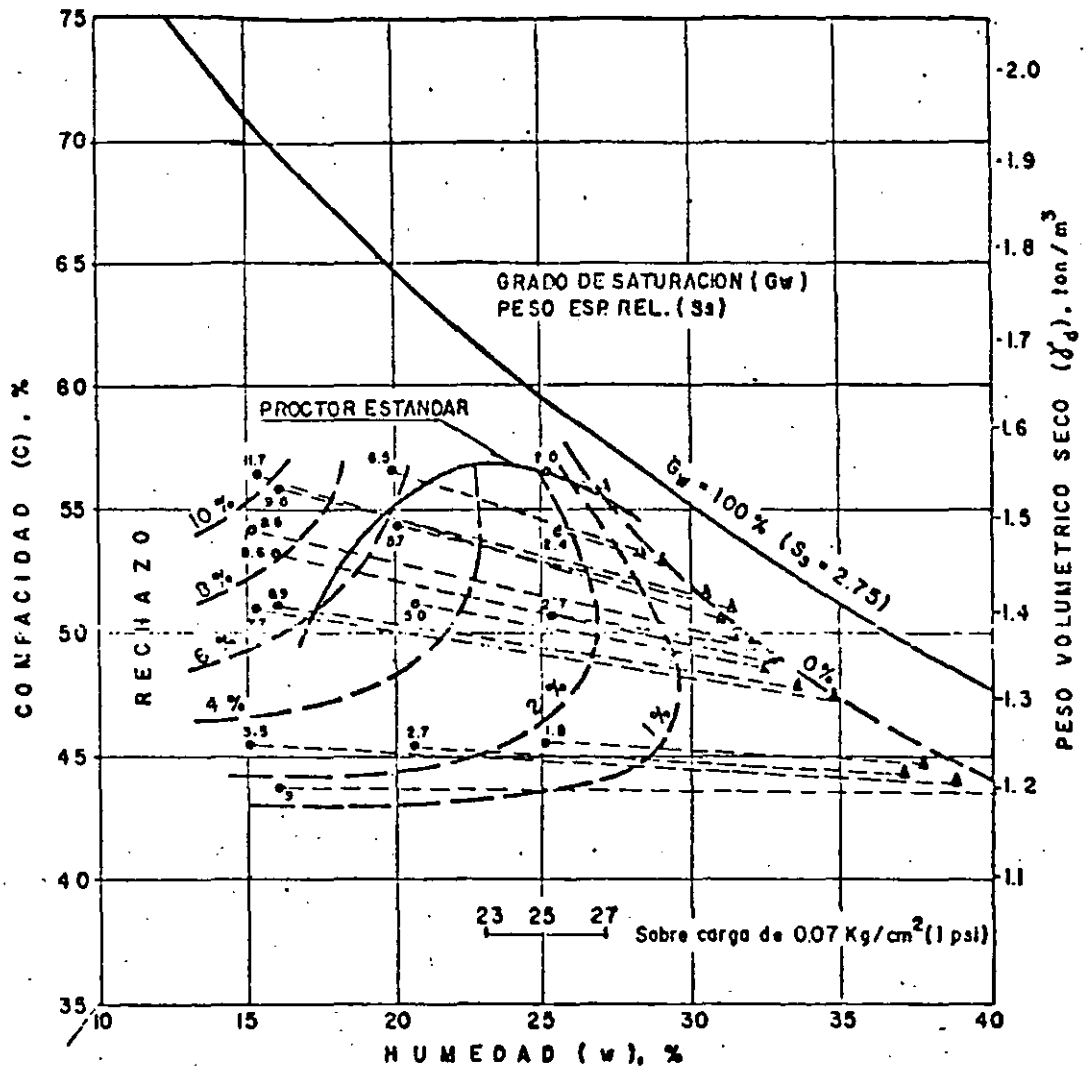
LAMINA 17. RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR G_w/w . (SUELO-A)



LAMINA 18 RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR G_w/w , (SUELO - A)

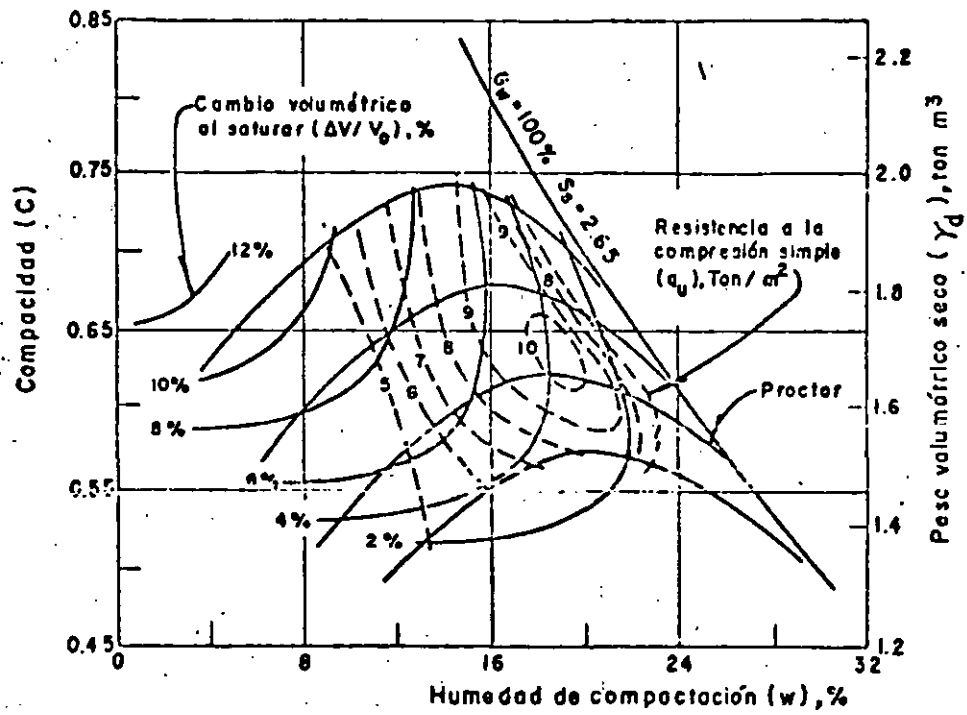






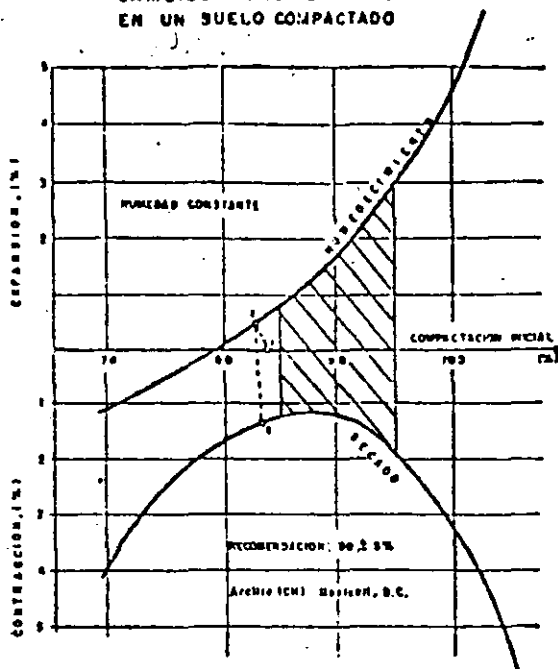
- Condición inicial
- ▲ Condición final
- Cambio volumétrico unitario ($\Delta V/V_0$), %

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO (SUELO A)
LAMINA 21.- (Ref.12)

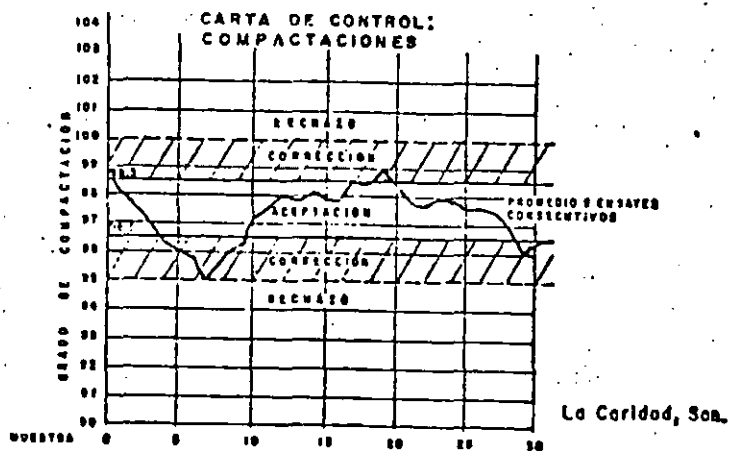


LAMINA 22-RELACION ENTRE C, w, $\Delta V/V_0$ Y q_u (Ref. 14)

**CAMBIOS VOLUMETRICOS
EN UN SUELO COMPACTADO**

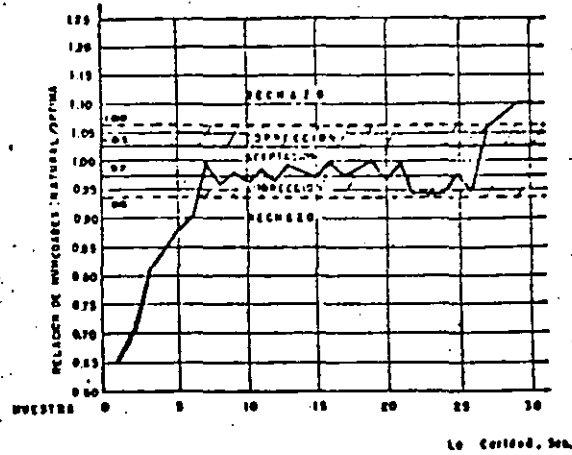


LAMINA 23 (Ref. 15)



LAMINA 24 (Ref. 15)

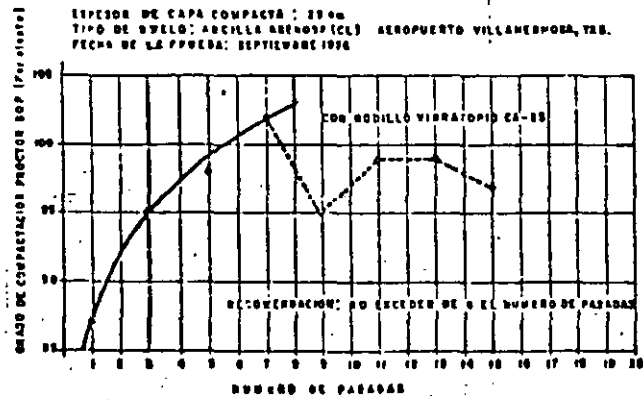
CARTA DE CONTROL: HUMEDADES



LAMINA 25 (Ref. 15)

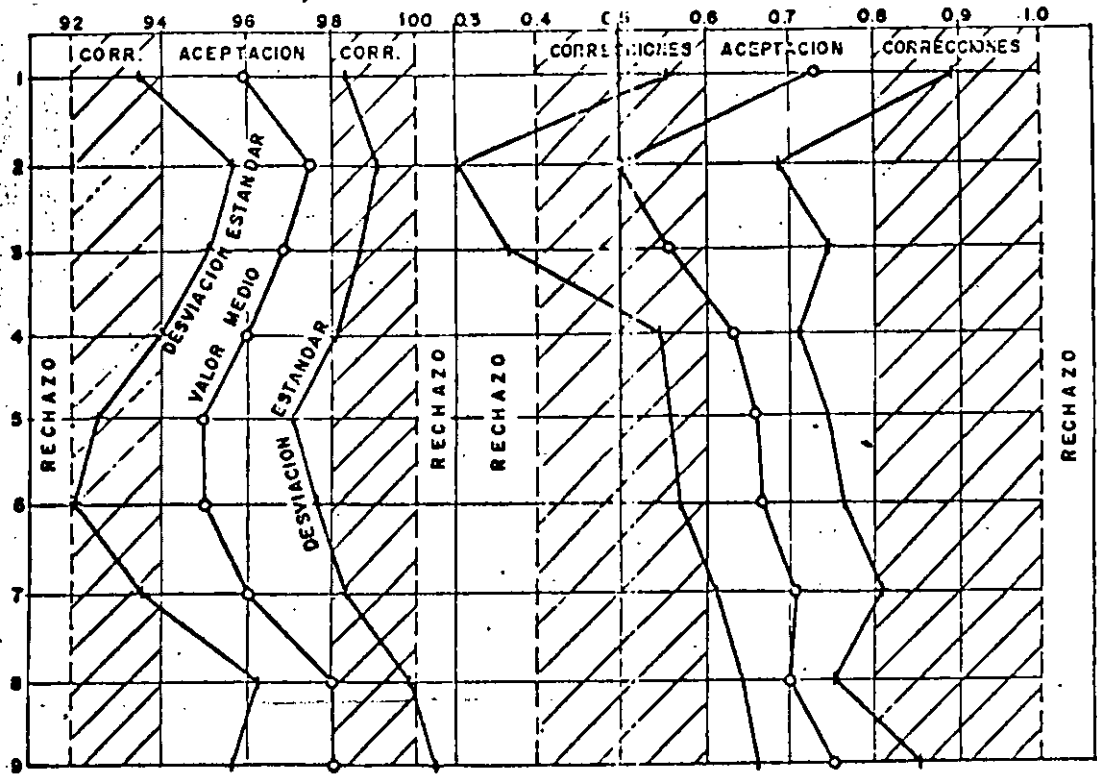
TRAMO DE PRUEBA EN CAPA SUBRASANTE

HUMEDAD OPTIMAL: 16.5 ± 1.0 % } RELACION DE HUMEDAD: $\frac{19.5}{16.5} = 0.86$
 HUMEDAD OPTIMA: 16.0 % }
 ESPESOR DE CAPA COMPACTA: 25 cm
 TIPO DE SUELO: ARCILLA ARENOSICLA AEROPUERTO VILLANUEVA, TRS.
 FECHA DE LA PRUEBA: SEPTIEMBRE 1976



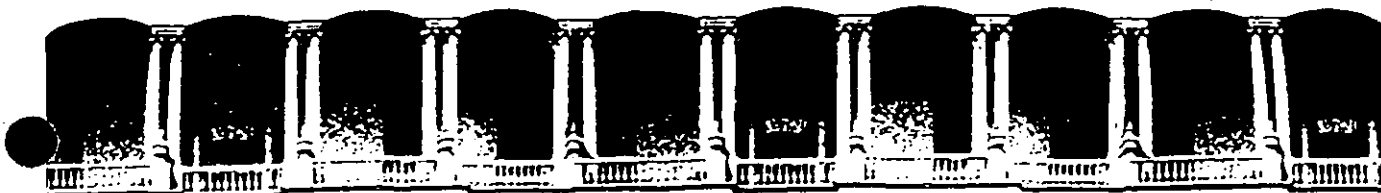
LAMINA 26 (Ref. 15)

CARTA DE CONTROL : CAPA SUBRASANTE
 COMPACTACION, % RELACION DE HUMEDADES



LAMINA 27 (Ref. 15)

(10/1)



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO 3

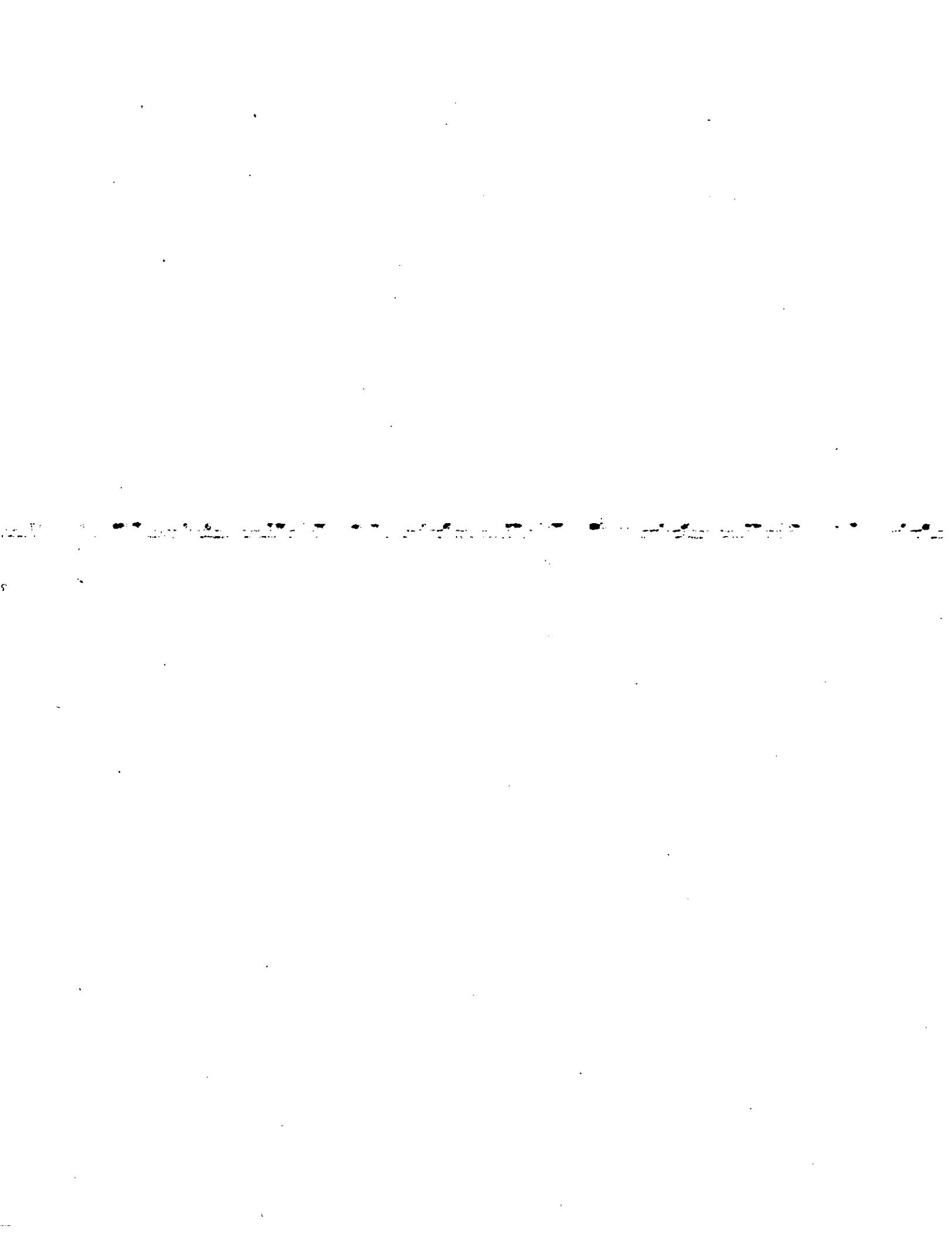
**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS SUPERFICIALES**

19 AL 24 DE OCTUBRE 1992

CARRETERAS Y AEROPISTAS

ING: LUIS M. AGUIRRE

ING: MANUEL ZARATE AQUINO



CAPITULO

4.01.01.002

MATERIALES PARA LA SECCION ESTRUCTURAL DE CAMINOS Y AEROPIESTAS

002-A Definiciones

002-A-01 Estos materiales son los que se emplean en la construcción de la sección estructural, provienen de la corteza terrestre y pueden utilizarse en su estado natural o tratados previamente, sólo, - mezclados o estabilizados con otros materiales naturales o elaborados, en tal forma que reúnan características adecuadas para el uso a que se les destine.

002-A-02 La sección estructural de un camino o una aeropista es el conjunto de capas que proporcionarán las debidas condiciones de resistencia, deformabilidad, comportamiento esfuerzo-deformación y -- permeabilidad, para soportar los efectos de las cargas del tránsito y del ambiente, proporcionando el índice de servicio de la obra vial durante cada etapa de la vida útil prevista. Obviamente, el costo debe estar proporcionado a la naturaleza del proyecto. Usualmente, la sección estructural de un camino o una aeropista estará constituida por el cuerpo de las terracerías, la capa subrasante, la sub-base, la base y la capa de rodamiento, pero las características de la obra vial pueden hacer conveniente la utilización de otras capas o la eliminación de alguna de las enumeradas. También, cuando por sus características mecánicas especiales, el terreno natural, apoyo de la obra vial, juegue un papel importante en el comportamiento general, deberá considerarse como parte de la sección estructural.

002-B Clasificación de fragmentos de roca y suelos para su utilización en la sección estructural de las obras viales.

002-B-01 Estos materiales se clasifican de acuerdo con lo indicado en el cuadro anexo No.1.

009-B-02 La carta de plasticidad que se utiliza como complemento en la clasificación de suelos es la que se indica en la gráfica de la Fig. No. 1.

002-C Características y recomendaciones para los materiales de terracerías

002-C-01 Terracerías de calidad deseable.

Son aquellos materiales constituidos por fragmentos chicos, - con no más de diez (10) por ciento en volumen de fragmentos - medianos (F_c), las mezclas de estos con suelos libres de fragmentos de roca. Para ser utilizados en las terracerías de la sección estructural de una obra vial, deberán cumplir con los siguientes requisitos generales:

1) De granulometría. (De acuerdo con el cuadro No. 1). Más del noventa (90) por ciento del material deberá corresponder a partículas con tamaño menor de doscientos (200) milímetros; el 10% restante podrá corresponder a partículas con tamaño entre doscientos (200) y setecientos cincuenta (750) milímetros.

Los porcentajes de los fragmentos de roca que contenga un material, se determinarán en forma estimativa tomando en cuenta su volumen.

Si más del ochenta (80) por ciento, en volumen, de las partículas del material son iguales o menores que setenta y cinco (75) milímetros, entonces más del setenta (70) por ciento deberán quedar retenido en la malla No. 200, determinado este porcentaje de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX, de las Normas de Construcción SCT.

Si más del treinta (30) por ciento de las partículas del material son iguales o menores que setenta y cinco (75) milímetros, el límite líquido (W_L) será menor que cuarenta (40) por ciento.

Si cincuenta (50) por ciento o más de las partículas del material son mayores que setenta y cinco (75) milímetros, no se exigirá ningún requisito de plasticidad.

3) De compactación.

Si más del ochenta (80) por ciento en volumen de las partículas del material son iguales o menores que setenta y cinco (75) milímetros y no más del cinco (5) por ciento, son mayores que setenta y cinco (75) milímetros pero menores que doscientos (200) milímetros, a esos materiales se les considerará "compactables". Los porcentajes anteriores se determinarán en los trescientos (300) milímetros superiores de una capa tendida en la obra, cuyo espesor sea el mínimo que permita el tamaño máximo de los fragmentos de roca y después de regarle agua en volumen aproximado de cien (100) litros por metro cúbico de material y de aplicarle a cada punto de su superficie tres (3) pasadas con tractor de orugas de veinte (20) toneladas de peso bruto. El volumen de los sondeos para las determinaciones anteriores será de aproximadamente medio (0.5) metros cúbicos y los valores aplicables corresponderán al promedio de tres (3) pruebas realizadas en distintos lugares de la capa, fijados aleatoriamente por la Secretaría.

En este caso, el grado de compactación será igual el noventa y cinco más menos dos (95 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en el laboratorio mediante la prueba Proctor Estándar, según el método citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT. El contenido de agua de compactación (W_c) será igual o ligeramente mayor que el óptimo determi

nado en la prueba de laboratorio.

Los espesores de las capas deberán estar acordes con el equipo autorizado en la obra y ser aceptadas por la Secretaría; se fijarán de tal manera que la diferencia resultante entre el grado de compactación de la mitad superior y el de la inferior sea menor que el dos (2) por ciento.

Si el material no cumple con los requisitos del párrafo anterior, se considerará "no compactable" y sólo se exigirá el tratamiento de "bandeado", consistente en tender el material en capas horizontales, cuyo espesor sea el mínimo que permita el tamaño máximo de los fragmentos de roca, regarle agua a razón de cien (100) litros por metro cúbico de material y aplicarle tres (3) pasadas por cada punto de su superficie con un tractor de orugas de veinte (20) toneladas de peso bruto.

4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con el método de prueba estándar de Valor Relativo de Soporte, con la salvedad de que el contenido de agua de prueba será el óptimo determinado en la prueba Proctor Estándar y el peso volumétrico seco alcanzado al compactar estáticamente el espécimen será igual al noventa y cinco más menos dos (95 \pm 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en la misma prueba Proctor Estándar.

Para suelos "compactables", VRS igual o mayor que el cinco (5) por ciento.

Los suelos "no compactables", se eximirán de cualquier registro de Valor Relativo de Soporte.

002-C-02 Terracerías de calidad adecuada.

Son aquellos materiales constituidos por fragmentos medianos,-

con no más de diez (10) por ciento en volumen de fragmentos grandes (F_m), los fragmentos chicos (F_c), las mezclas de estos con suelos o los suelos libres de fragmentos de roca. - Para ser utilizados en las terracerías de la sección estructural de una obra vial, deberán cumplir con los requisitos generales:

1) De granulometría (de acuerdo con el cuadro No. 1).

Más del noventa (90) por ciento del material deberá corresponder a partículas con tamaño menor de setecientos cincuenta (750) milímetros; el diez (10) por ciento restante podrá corresponder a partículas con tamaño entre setecientos cincuenta (750) milímetros y dos mil (2000) milímetros.

Los porcentajes de los fragmentos de roca que contenga un material se determinarán en forma estimativa tomando en cuenta su volumen.

2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Si más del cincuenta (50) por ciento de las partículas del material son iguales o menores que setenta y cinco (75) milímetros, el Límite Líquido (W_L) será igual o menor que cincuenta (50) por ciento.

Si cincuenta (50) por ciento o más de las partículas del material son mayores que setenta y cinco (75) milímetros, no se exigirá ningún requisito de plasticidad.

3) De compactación

Los materiales "compactables", de acuerdo con el párrafo - - 002-C-01 3), se compactarán hasta alcanzar el noventa más me

nos dos (90 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en el laboratorio mediante la prueba Proctor Estándar, según el método citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT. El contenido de agua de compactación (W_c) será igual o ligeramente mayor que el óptimo determinado en la prueba de laboratorio. Los espesores de las capas deberán estar acordes con el equipo autorizado en la obra y ser aceptados por la Secretaría; se fijarán de tal manera -- que la diferencia resultante entre el grado de compactación de la mitad superior y el de la mitad inferior sea menor que el dos (2) por ciento.

Si el material es "no compactable", de acuerdo con el párrafo 002-C-01 3), sólo se exigirá el tratamiento de "bandeado", de acuerdo con lo indicado en ese mismo párrafo.

4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con lo indicado en el párrafo 002-C-01 4).

Para suelos "compactables", VRS igual o mayor que el cinco (5) por ciento.

Los suelos "no compactables", se eximirán de cualquier requisito de VRS.

002-C-03 Terracerías de calidad tolerable

Son aquellos materiales constituidos por fragmentos grandes (F_g), por fragmentos medianos (F_m), por fragmentos chicos -- (F_c), las mezclas de estos con suelos, o los suelos libres de fragmentos de roca. Para ser utilizados en las terracerías de la sección estructural de una obra vial, deberán cumplir con los siguientes requisitos generales:

.....

1) De granulometría (de acuerdo con el cuadro No. 1).

El tamaño máximo de las partículas deberá ser menor que dos mil (2000) milímetros.

El tamaño máximo de los fragmentos de roca en ningún caso será superior a la mitad del espesor del cuerpo de las terracerías.

2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Si más del cincuenta (50) por ciento de las partículas del material son iguales o menores que setenta y cinco (75) milímetros, el límite líquido (W_c) será igual o menor que sesenta (60) por ciento y el índice plástico (I_p) será igual o menor a veinte y cinco (25) por ciento.

Si cincuenta (50) por ciento o más de las partículas del material son mayores que setenta y cinco (75) milímetros, no se exigirá ningún requisito de plasticidad.

3) De compactación

Los materiales "compactables", de acuerdo con el párrafo 002-C-001 3), se compactarán hasta alcanzar el noventa más menos dos (90 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en el laboratorio mediante la prueba Proctor Estándar, según el método citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT. El contenido de agua de compactación (W_c) será igual o ligeramente mayor que el óptimo determinado en la prueba de laboratorio. Los espesores de las capas deberán estar acordes con el equipo autorizado en la obra y ser aceptado por la Secretaría; se fijarán de tal manera que la diferencia resultante entre el grado de compactación de la --

mitad superior y el de la mitad inferior sea menor que el dos (2) por ciento.

Si el material es "no compactable", de acuerdo con el párrafo 002-C-001 3), sólo se exigirá el tratamiento de "bandeado", - de acuerdo con lo indicado en ese mismo párrafo.

4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado - de acuerdo con lo indicado en el párrafo 002-C-01 4).

Para suelos "compactables", VRS igual o mayor que el tres (3) por ciento.

Los suelos "no compactables", se eximirán de cualquier requisito de VRS.

002-C-04 Terreno de cimentación

1) Para efectos de terreno de cimentación, tanto en desplantes de terraplenes como en las camas de los cortes, todas las formaciones rocosas cuya clasificación corresponde a materiales "no compactables", se considerará que cumplen con los requisitos en ese nivel y que proporcionarán el apoyo adecuado - a la sección estructural que sobre ellos se coloque..

2) Para efectos de terreno de cimentación, tanto en desplantes de terraplén como en las camas de los cortes, será necesario verificar que los suelos o materiales considerados como -- "compactables" cumplen con los requisitos que se exigen en ese nivel y deberán ser sustituidos o mejorados si no los cumplen, en los espesores que se indican más adelante en el inciso 002-D.

002-D Utilización de los materiales de terracerías según el tipo de la obra -- vial por ejecutar.

002-D-01 Desde el punto de vista de utilización de materiales para terracerías, la Secretaría definirá la obra por ejecutar según cuatro tipos.

A) Obra Vial tipo I

Son las autopistas, las carreteras y las aeropistas que por su importancia requieren de una capa de rodamiento de concreto, asfáltico o hidráulico, desde un principio.

B) Obra Vial Tipo II

Son las carreteras y las aeropistas que inicialmente requieren una superficie de rodamiento que no incluye concreto asfáltico o hidráulico, pero para las que se prevé un gran desarrollo dentro de su vida útil, de manera que en un futuro relativamente próximo requerirán de una capa de rodamiento de concreto asfáltico o hidráulico.

C) Obra Vial Tipo III

Es la carretera o aeropista para la que se prevé que podrá operar durante toda su vida útil con superficie de rodamiento protegida con tratamientos superficiales a base de riegos, utilizando materiales pétreos 2 ó 3, en cualquiera de sus variantes.

D) Obra Vial Tipo IV

Son las carreteras y las aeropistas para las que se prevé que podrán operar durante su vida útil con sólo un revestimiento superficial.

002-D-02 De acuerdo con el tipo de obra vial, el cuerpo de las terracerías podrá integrarse con las siguientes calidades:

1) Para Obras.Viales Tipo I.

El metro superior del cuerpo de las terracerías deberá -
construirse con material de calidad mínima deseable.

Si el espesor del cuerpo de las terracerías previsto en el proyecto geométrico es menor que un (1) metro y el terreno de cimentación no cumple con las características de una terracería de calidad adecuada, según lo indicado en 002-C , el material del terreno natural deberá - ser tratado o eliminado en el espesor necesario para que resulte un espesor mínimo de cuerpo de terracería de calidad deseable de un (1) metro.

Si el espesor del cuerpo de las terracerías previsto en el proyecto geométrico es mayor de un (1) metro, el resto inferior podrá ser construido con terracerías de calidad adecuada, según lo indicado en 002-C-02.

En cañadas profundas donde se requieran terraplenes altos y exista dificultad para la operación del equipo normal de construcción, el fondo de la cañada podrá rellenarse con terracerías de calidad tolerable, hasta una altura máxima igual a un tercio de la altura total del cuerpo de las terracerías; los dos tercios restantes deberán construirse con terracerías de calidad adecuada y deseable según, lo indicado en los párrafos 1) y 2) inmediatamente anteriores.

En cortes en cuya cama las terracerías tengan la calidad deseable, tomando en cuenta también el párrafo 002-C-04, no requerirá ningún tratamiento para mejorar la calidad de ésta.

En cortes en cuya cama las terracerías tengan la calidad adecuada, se requerirá su tratamiento o sustitución en un espesor mínimo de treinta (30) centímetros, para contar con un cuerpo de terracería de calidad deseable en dicho espesor.

En cortes en cuya cama las terracerías tengan la calidad tolerable o inferior, se requerirá su tratamiento o sustitución en un espesor mínimo de cien (100) centímetros, para contar con un cuerpo de terracería de calidad deseable en dicho espesor.

2) Para Obras Viales Tipo II

Los setenta (70) centímetros superiores del cuerpo de las terracerías deberán construirse con material de calidad mínima adecuada, en el sentido indicado en 002-C-02.

Si el espesor de las terracerías previsto en el proyecto geométrico es menor que 70 cm y el terreno de cimentación no cumple con las características de una terracería de calidad tolerable, según lo indicado en 002-C, el terreno natural deberá ser tratado o eliminado en el espesor necesario para obtener un espesor mínimo de cuerpo de terracería de calidad adecuada, de setenta (70) centímetros.

Si el espesor del cuerpo de las terracerías previsto en el proyecto geométrico es mayor que setenta (70) centímetros, el resto inferior podrá construirse con terracerías de calidad tolerable.

En cortes cuya cama tenga la calidad de terracería adecuada, tomando en cuenta también el párrafo 002-C-04, no se requerirá ningún tratamiento para mejorar la calidad de éste.

En cortes cuya cama tenga calidad de terracería tolerable, - se requerirá el tratamiento o sustitución en un espesor de - treinta (30) centímetros, para contar con un cuerpo de terracería de calidad adecuada en dicho espesor.

En cortes cuya cama tenga una calidad inferior al de la terracería tolerable, el tratamiento o sustitución al que se - refiere el párrafo anterior deberá hacerse en sesenta (60) - centímetros, para garantizar tal espesor mínimo de terracerías de calidad adecuada.

3) Para Obras Viales Tipo III

El cuerpo de las terracerías deberá construirse con material de calidad mínima tolerable.

Si el espesor de las terracerías previsto en el proyecto geométrico es menor que cuarenta (40) centímetros y el terreno natural es de calidad inferior a las terracerías tolerables, se deberá garantizar un cuerpo de terracerías de espesor mínimo de cuarenta (40) centímetros de calidad tolerable, ya - sea modificando la rasante o sustituyendo o modificando el - terreno de cimentación en el espesor necesario.

En cortes cuya cama tenga calidad inferior a la de las terracerías tolerables, se requerirá el tratamiento o sustitución de dicho material en espesor de treinta (30) centímetros, para contar con un cuerpo de terracería de calidad tolerable - en dicho espesor.

4) Para Obras Viales Tipo IV.

Preferentemente el cuerpo de las terracerías deberá construirse con materiales que tengan como mínimo la calidad tolerable. En casos especiales podrán utilizarse materiales de menor calidad, siempre y cuando se desechen las turbas (Pt), los sue-

los altamente orgánicos (OL y OH) y los suelos arcillosos con límite líquido superior a 100%.

Si el espesor de las terracerías previsto en el proyecto geométrico es menor de 20 cm y el terreno de cimentación es de características inferiores a las terracerías de calidad tolerable, será recomendable tratar o sustituir éste en un espesor de veinte (20) centímetros, para contar con un cuerpo de terracería de calidad tolerable en dicho espesor, como mínimo. En los casos especiales en que hayan de aceptarse en las terracerías materiales de calidad inferior a la tolerable, deberá obtenerse un espesor mínimo de veinte (20) centímetros de un material cuya calidad corresponda a la de la terracería tolerable.

En cortes cuya cama tenga una calidad inferior a las terracerías tolerables, será recomendable tratar o sustituir dicho material en un espesor de veinte (20) centímetros para contar con un cuerpo de terracería de calidad tolerable en dicho espesor.

002-E Características y recomendaciones para los materiales de capa subrasante

Los materiales a utilizar en la capa sub-rasante de la sección estructural de una obra vial deberán cumplir con los siguientes requisitos generales.

002-E-01 Sub-rasante de Calidad Deseable

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.
- 2) Deberán usarse únicamente materiales "compactables".

No deberán utilizarse materiales con más de veinticinco (25) por ciento en peso, de partículas que pasen la malla de 0.074 milímetros (No. 200).

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido igual o menor a treinta (30) por ciento.

Índice plástico (IP) igual o menor que diez (10) por ciento.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual o mayor que el cien más menos dos (100 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo, determinado en la prueba Proctor Estándar.

Contenido de agua de compactación igual o mayor en no más de un tres (3) por ciento al óptimo de la prueba.

Los espesores de las capas deberán estar de acuerdo con el equipo disponible y ser aceptados por la Secretaría, de tal manera que la diferencia resultante entre el grado de compactación de la mitad superior y la inferior no sea mayor del dos (2) por ciento.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS determinado de acuerdo con el método de prueba Estándar de Valor Relativo de Soporte, con la salvedad del contenido de agua de prueba será el óptimo determinado en la prueba Proctor Estándar y el Peso Volumétrico Seco alcanzado al compactar estáticamente el espécimen será al cien.

más menos dos (100 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en la misma prueba Proctor Es - tándar.

VRS igual o mayor que treinta (30) por ciento.

002-E-02 Sub-rasante de calidad adecuada.

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba - citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Deberán usarse únicamente materiales "compactables".

No deberán utilizarse materiales con más de treinta y -- cinco (35) por ciento, en peso, de partículas que pasen la malla de 0.074 mm (No. 200).

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido (W_L) igual o menor que cuarenta (40) por ciento.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual al cien más menos dos (100 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba Proctor Estándar.

Contenido de agua de compactación igual o mayor en no -- más del tres (3) por ciento que el óptimo de la prueba.

.....

Los espesores de las capas deberán estar de acuerdo con el equipo disponible y ser aceptados por la Secretaría, de tal manera que la diferencia resultante entre el grado de compactación de la mitad superior y la inferior no sea mayor del dos (2) por ciento.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con el método de prueba citado en el párrafo 002-E-01 4).

VRS igual o mayor que veinte (20) por ciento.

002-E-03 Sub-rasante de Calidad Tolerable

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción -- SCT.

Deberán usarse únicamente materiales "compactables".

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba -- citados en la Parte IX de las Normas de Construcción -- SCT.

Límite líquido (W_L) igual o menor que cincuenta (50) -- por ciento.

Índice plástico (IP) igual o menor que veinticinco (25) por ciento.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual al cien más menos dos -- (100 ± 2) por ciento del peso volumétrico seco máximo

obtenido en la prueba, Proctor Estándar.

Contenido de agua de compactación (W_c) igual o mayor en no más de un tres (3) por ciento que el óptimo de la -- prueba.

Los espesores de las capas deberán estar de acuerdo con el equipo disponible y ser aceptados por la Secretaría, de tal manera que la diferencia resultante de la mitad superior y la inferior no sea mayor del dos (2) por ciento.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con el método de prueba citado en el párrafo 002-E-01 4).

VRS igual o mayor que quince (15) por ciento.

002-F Utilización de los materiales de capa sub-rasante según el tipo de la obra vial por ejecutar.

002-F-01 Desde el punto de vista de utilización de materiales para - capa sub-rasante, la Secretaría definirá la obra por ejecutar según los cuatro tipos descritos en 002-D-01.

002-F-02 De acuerdo con el tipo de la obra vial, la capa sub-rasante deberá construirse con las siguientes calidades y espesores.

A) Para Obras Viales Tipo I

En terraplenes y cortes la capa sub-rasante deberá tener un espesor mínimo de cuarenta (40) centímetros y cons -- truirse con material de calidad deseable según 002-E-01.

B) Para Obras Viales Tipo II

En terraplenes y cortes la capa sub-rasante deberá tener un espesor mínimo de cuarenta (40) centímetros y cons -- truirse con material de calidad adecuada, según 002-E, - como mínimo.

C) Para Obras Viales Tipo III

En terraplenes y cortes, la capa sub-rasante deberá tener un espesor mínimo de cuarenta (40) centímetros y cons -- truirse con material de calidad tolerable según 002-E-03, como mínimo.

D) Para Obras Viales Tipo IV

En terraplenes y cortes, la capa sub-rasante tendrá un - espesor de treinta (30) centímetros y preferentemente se construirá con material de calidad tolerable según 002-E-03. En casos especiales, podrán utilizarse materiales - con VRS mínimo de siete (7) por ciento, conservando las_ demás características de una sub-rasante de calidad tole_ rable.

009-A Características y recomendaciones para los materiales de revestimiento.

009-A-01 Clasificación de Materiales.

Los materiales se clasifican como sigue:

- A) Materiales pétreos naturales que no requieren ningún -- tratamiento de disgregado, cribado o trituración.

- B) Materiales pétreos que para su utilización requieren -- tratamientos de disgregado, cribado o trituración, parcial o total.
- C) Mezclas de materiales de los grupos A) y B).

009-A-02 Revestimientos

Los materiales que se mencionan en los párrafos A), B) y C) del inciso 009-A-01 para usarse como revestimiento en la -- sección estructural de una obra vial, deberán llenar los -- requisitos siguientes.

- 1) De granulometría de acuerdo con los métodos de prueba -- citados en la Parte IX de las Normas de Construcción -- SCT.

La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2 de la Fig. 3 y preferentemente tener una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas. (La relación del porcentaje en peso que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 deberá ser -- menor que sesenta y cinco (65) centésimas).

El contenido de finos que pasen la malla de 0.074 mm -- (No. 200) deberá ser menor que veinte (20) por ciento.

El tamaño máximo de las partículas será hasta de setenta y seis (76) milímetros (3"), aceptándose un cinco -- (5) por ciento en volumen de partículas de tamaño mayor en el material transportado a la obra, en donde deberán eliminarse.

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido igual o menor que cuarenta (40) por ciento.

Índice plástico menor que quince (15) por ciento.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual o mayor que noventa y cinco (95) por ciento del peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba Proctor Estándar.

009-B Características y recomendaciones para los materiales de sub-base.

009-B-01 Clasificación de Materiales

Los materiales se clasifican como sigue:

- A) Materiales pétreos que no requieren ningún tratamiento de disgregado, cribado o trituración.
- B) Materiales pétreos que para su utilización requieren tratamiento de disgregado, cribado o trituración, ya sea ésta parcial o total.
- C) Materiales de los grupos A) y B) o mezclas de ellos, a los que para su utilización se requiere agregarles productos asfálticos, cementos hidráulicos, cal u otros productos estabilizantes.

009-B-02 Sub-base de calidad Deseable.

A) Los materiales que se mencionan en los párrafos A) y B) del inciso 009-B-01, para usarse como sub-base en la sección estructural de una obra vial, deberán llenar los requisitos siguientes, para ser calificados como de calidad deseable.

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2, de la Fig. 3 y preferentemente tener una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas. La relación del porcentaje en peso que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40 deberá ser menor que sesenta y cinco (65) centésimas.

El tamaño máximo de las partículas será menor o igual que cincuenta y un (51) milímetros (2").

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido (W_L) igual o menor que veinticinco (25) por ciento.

Índice plástico (IP) igual o menor que seis (6) por ciento.

Equivalente de arena, cuarenta (40) por ciento mínimo.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual o mayor que el cien (100)-por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en la prueba Proctor Modificada.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT; con la salvedad de que el contenido de agua de compactación y el peso volumétrico serán los determinados como óptimo y máximo respectivamente en la prueba Proctor Modificada.

VRS igual o mayor que cuarenta (40) por ciento.

Si el material tiene un equivalente de arena igual o mayor que cuarenta (40) por ciento, se excusará la realización de otras pruebas de plasticidad o de VRS.

- B) Los materiales que se mencionan en el párrafo C) del inciso 009-B-01, para usarse como sub-base en la sección estructural de una obra vial, deberán llenar los requisitos siguientes, para ser clasificados como de calidad deseable.

- 1) Materiales mezclados con un material asfáltico.

Los materiales que tengan un equivalente de arena menor al cuarenta (40) por ciento, podrán usarse como sub-base de una obra vial si una vez estabilizados cumplen con los valores de estabilidad, expansión, absorción y compactación de acuerdo a los métodos de prueba citados en

la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Valor de estabilidad mayor a ciento ochenta (180) - miligramos.

Expansión menor que el dos (2) por ciento.

Absorción menor que el cinco (5) por ciento.

Compactación igual o mayor que el cien (100) por -- ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en la prueba Proctor Modificada.

2) Materiales mezclados con cemento Portland.

Estos materiales una vez estabilizados podrán em -- plearse para la construcción de la sub-base de una obra vial, si satisface las normas establecidas en el inciso 009-B-02 A).

3) Materiales mezclados con cal.

Estos materiales una vez estabilizados podrán em -- plearse para la construcción de una sub-base de una obra vial, si satisfacen las normas establecidas en el inciso 009-B-02 A).

009-B-03 Sub-bases de calidad Adecuada.

Los materiales que se mencionan en los párrafos A) y B) del inciso 009-B-01 para usarse como sub-base en la sección estructural de una obra vial, deberán llenar los requisitos siguientes, para ser calificados como calidad adecuada.

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

La curva granulométrica podrá desarrollarse entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3, y preferentemente tener una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas. La relación del porcentaje en peso que -- pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40, deberá -- ser menor de sesenta y cinco (65) centésimas.

El tamaño máximo de las partículas será menor o igual que -- cincuenta y un (51) milímetros (2").

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido (W_L) igual o menor que treinta (30) por ciento.

Índice plástico igual o menor que diez (10) por ciento.

Equivalente de arena treinta (30) por ciento mínimo.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual o mayor que el cien (100) por -- ciento del peso volumétrico seco determinado en la prueba -- Proctor Modificada.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de -- acuerdo con el párrafo 009-B-02 4).

VRS igual o mayor que treinta (30) por ciento.

Si el material tiene un equivalente de arena igual o mayor que treinta y cinco (35) por ciento, se excusará la realización de otras pruebas de plasticidad o de VRS.

009-C Utilización de los materiales para sub-bases y revestimientos, según el tipo de la obra vial por ejecutar.

009-C-01 Desde el punto de vista de utilización de materiales para sub-bases y revestimientos, la Secretaría definirá la obra por ejecutar según los cuatro tipos descritos en 002-D-01.

009-C-02 De acuerdo con el tipo de obra vial, la sub-base podrá construirse con las siguientes calidades y espesores.

A) Para obras viales de los Tipos I y II.

La sub-base deberá tener un espesor mínimo de quince -- (15) centímetros y construirse con material de calidad deseable, como mínimo.

B) Para obras viales del Tipo III

La sub-base deberá tener un espesor mínimo de quince -- (15) centímetros y deberá construirse con material de calidad adecuada, como mínimo.

C) Para obras viales del Tipo IV

Estas obras sólo requerirán sobre la capa subrasante, de un revestimiento de quince (15) centímetros de espe-

sor mínimo, con la calidad que se menciona para estos materiales en 009-A-02.

009-D Características y recomendaciones para los materiales de base.

009-D-01 Bases de Calidad Deseable.

A). Los materiales que se mencionan en el párrafo B) del inciso 009-B-01 para usarse como base en la sección estructural de una obra vial, deberán contener un mínimo de -- 90% de partículas trituradas y llenar los requisitos siguientes para ser calificados como de calidad deseable.

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 2, de la Fig. 3 y preferentemente tener una forma semejante a la de las curvas que limitan las zonas.. La relación del porcentaje en peso que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40, deberá ser menor que sesenta y cinco (65) centésimas.

El tamaño máximo de las partículas será menor o igual que cincuenta y un (51) milímetros (2").

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido (W_L) igual o menor que veinticinco (25) por ciento.

Indice plástico (IP) igual o menor que seis (6) por ciento.

Equivalente de arena, cincuenta (50) por ciento - mínimo.

- 3) De compactación, de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual o mayor que cien (100) por ciento del peso volumétrico seco máximo determinado en la prueba Proctor Modificada.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con el método de prueba citado en el párrafo 009-B-01 4).

VRS igual o mayor que cien (100) por ciento.

Si el material tiene un equivalente de arena igual o mayor que cincuenta (50) por ciento y la curva granulométrica se desarrolla en la zona 1, se excusará la realización de otras pruebas de plasticidad o de VRS.

- 5) De alterabilidad, medida según el método de prueba propuesto en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Desgaste Los Angeles, igual o menor que cuarenta (40) por ciento.

.....

B) Los materiales que se mencionan en el párrafo C) del inciso 009-B-01, para usarse como base de una obra vial, deberán llenar los requisitos siguientes, para ser calificados como de calidad deseable.

1) Los materiales mezclados con un material asfáltico.

Los materiales que tengan un equivalente de arena menor que el cincuenta (50) por ciento, podrán usarse como base de una obra vial, si satisfacen los requisitos indicados en el inciso 009-B-01-B) 1).

2) Materiales mezclados con cemento Portland.

Estos materiales una vez estabilizados podrán emplearse en la construcción de la base de una obra vial, si satisfacen las normas establecidas en el inciso 00-D-01 A).

3) Materiales mezclados con cal.

Estos materiales una vez estabilizados podrán emplearse para la construcción de la base de una obra vial, si satisfacen las normas establecidas en el inciso 009-D-01 A).

009-D-02 Bases de Calidad Adecuada.

Los materiales que se mencionan en los párrafos A) y B) del inciso 009-A-01 para usarse como base en la sección estructural de una obra vial, deberán llenar los siguientes requisitos para ser calificados como de calidad adecuada.

1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida - entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3, de la Fig. 3 y preferentemente, tener una forma semejante a la - de las curvas que limitan las zonas. La relación del porcentaje en peso que pase la malla No. 200 al que pase la malla No. 40, - deberá ser menor que sesenta y cinco (65) centésimas.

El tamaño máximo de las partículas será menor o igual que cincuenta y un (51) milímetros (2").

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Límite líquido igual o menor que treinta (30) por ciento.

Índice plástico (IP) igual o menor que seis (6) por ciento.

Equivalente de arena, cuarenta (40) por ciento mínimo.

- 3) De compactación de acuerdo con el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Grado de compactación igual o mayor que cien (100) por ciento - del peso volumétrico seco máximo obtenido en la prueba Proctor - Modificada.

- 4) De calidad, medida a través del índice VRS, determinado de acuerdo con el método de prueba citado en el párrafo 009-B-01 4).

VRS igual o mayor que ochenta (80) por ciento.

Si el material tiene un equivalente de arena igual o mayor que - cuarenta (40) por ciento, se excusará la realización de otras -- pruebas de plasticidad o de VRS.

- 5) De alterabilidad, medida según el método de prueba citado en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Desgaste Los Angeles, igual ó menor que cuarenta (40) por ciento.

009-E Utilización de los materiales para base, según el tipo de la obra vial por ejecutar.

009-E-01 Desde el punto de vista de utilización de materiales para bases, la Secretaría definirá la obra por ejecutar según los cuatro (4) tipos descritos en 002-D-01.

009-E-02 De acuerdo con el tipo de obra vial, la base podrá construirse con las siguientes calidades y espesores.

A) Para obras viales de los Tipos I y II

La base deberá tener un espesor mínimo de veinte (20) centímetros y construirse con un material de calidad deseable.

B) Para obras viales del Tipo III

La base deberá tener un espesor mínimo de quince (15) centímetros y construirse con un material de calidad adecuada como mínimo.

010-A Características y recomendaciones para el material pétreo para carpetas. (Se excluyen los tratamientos superficiales a base de riego).

010-A-01 Material pétreo para carpeta de calidad Deseable.

Los materiales que se mencionan en el párrafo B) del inciso 009-B-01 para usarse como pétreos para la carpeta, deberán ser de cien (100) por ciento; triturado y llenar los requisitos siguientes para ser clasificados como de calidad deseable.

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción -- SCT.

La curva granulométrica del material deberá quedar comprendida entre los límites de la gráfica que se presenta en la Fig. 4 y tener una forma semejante a la de las curvas que limitan la zona.

El tamaño máximo de las partículas será menor o igual a setenta y cinco (75) centésimas del espesor de la capa, con un máximo de treinta y ocho (38) milímetros (1 1/2").

- 2) De plasticidad, de acuerdo a los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

La humedad natural del material debe ser prácticamente igual al cero (0) por ciento.

El índice plástico (IP) igual al cero (0) por ciento.

Equivalente de arena deberá ser de sesenta (60) por ciento, como mínimo.

- 3) De alterabilidad, medida según el método de prueba propuesto en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

.....

Desgaste Los Angeles igual o menor que treinta (30) por ciento.

4) De calidad

El número de partículas alargadas y/o en forma de laja debe ser igual o menor que veinticinco (25) por ciento.

010-B Material pétreo para carpeta de calidad adecuada.

Los materiales que se mencionan en los párrafos A) y B) del inciso -- 009-B-01 para usarse como material para carpeta, deberán llenar los requisitos para ser calificados como de calidad adecuada.

- 1) De granulometría, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

La curva granulométrica deberá quedar comprendida entre los límites indicados en la Fig. 4 y deberá tener una forma semejante a la de las curvas que limiten la zona.

El tamaño de las partículas será menor o igual a la mitad del espesor de la capa, máximo de treinta (30) milímetros (1 1/2").

- 2) De plasticidad, de acuerdo con los métodos de prueba citados en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Humedad prácticamente igual a uno (1) por ciento.

Índice plástico (IP), igual o menor al cinco (5) por ciento.

Equivalente de arena, cincuenta y cinco (55) por ciento, como mínimo.

- 3) De alterabilidad, medida según el método propuesto en la Parte IX de las Normas de Construcción SCT.

Desgaste Los Angeles, igual o menor al cuarenta (40) por ciento.

- 4) De calidad.

El contenido de partículas alargadas y/o en forma de laja menor o igual al cincuenta (50) por ciento.

010-C Utilización de material pétreo para carpeta, según el tipo de obra vial por ejecutar.

009-C-01 Desde el punto de vista de utilización del material pétreo para carpeta podrá utilizarse con la siguiente calidad y en el siguiente espesor:

- A) Para obra vial Tipo I

Se empleará una carpeta de concreto asfáltico elaborado en planta y en caliente, de cinco a diez (5 - 10) centímetros de espesor, utilizando un material pétreo de calidad deseable.

- B) Para obra vial Tipo II

Se empleará una carpeta asfáltica de cinco (5) centímetros de espesor, utilizando un material pétreo de calidad adecuada; o bien, dependiendo de un estudio particular, un tratamiento superficial a base de riegos, con material pétreo de calidad adecuada.

- C) Para obra vial Tipo III

Se empleará un tratamiento superficial a base de riegos, con material pétreo de calidad adecuada.

TABLA I
TERRACERIA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	200	750 ó 0.5 espesor de capa	2000 ó 0.5 espesor de capa
% < malla No. 200	30 máx.	---	---
W_L (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
I.P. (%)	---	---	25 máx.
Compactación	95 mín.	90 + 2 o bandeado	90 + 2 o bandeado
VRS (%)	5 mín.	5 mín.	3 mín.

TABLA II
SUB-RASANTE

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Tamaño máx. (mm)	75	75	75
% < malla No. 200	25 máx.	35 máx.	---
W_L (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
I. P. (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%)	100 mín.	100 \pm 2	100 \pm 2
VRS (%)	30 mín.	20 mín.	15 mín.

TABLA III
SUB-BASES Y REVESTIMIENTOS

CARACTERISTICAS	DESEABLE	TOLERABLE	REVESTIMIENTO
Tamaño máx. (mm)	51	51	76
% < malla No. 200	15 máx.	25 máx.	20 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1 a 3	1 a 2
W _L (%)	25 máx.	30 máx.	40 máx.
I. P. (%)	6 máx.	10 máx.	15 máx.
E. A. (%)	40 mín.	30 mín.	---
Compactación (%)	100 mín.	100 mín.	95 mín.
VRS (%)	40 mín.	30 mín.	---

TABLA IV
B A S E S

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	51	51
% < malla No. 200	10 máx.	15 máx.
Zona granulométrica	1 y 2	1, 2 y 3
W_L (%)	25 máx.	30 máx.
I.P. (%)	6 máx.	6 máx.
E. A. (%)	50 mín.	40 mín.
Compactación (%)	100 mín.	100 mín.
VRS (%)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

TABLA V
MATERIAL PETREO DE CARPETA

CARACTERISTICA	DESEABLE	ADECUADA
Tamaño máx. (mm)	0.75 del espesor ó $\frac{38}{25}$ mm máx.	0.5 del espesor ó $\frac{38}{25}$ mm máx.
% < malla No. 200	0% $5\% \pm 2\%$	5% máximo $7\% \pm 2\%$
W (%)	0%	1% máximo
I. P. (%)	0%	5% máximo
Equivalente de arena (%)	60% mínimo	55% mínimo
Desgaste Los Angeles	30% máximo	40% máximo
Partículas alargadas y/o en forma de laja	25% máximo	50% máximo

SECCIONES ESTRUCTURALES PARA CARRETERAS

CAMINO TIPO I

Se considera que deberán construirse en esta calidad los caminos cuyo tránsito total en el carril de diseño esté comprendido entre 5,000 y -- 12,000 vehículos, como tránsito promedio diario anual dentro de la vida útil, considerada de 10 años, para la sección estructural.

Como ejemplo, estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

CARPETA	5 - 10 cm (concreto asfáltico)
BASE	20 cm (calidad deseable)
SUB-BASE	15 cm (calidad deseable)
SUB-RASANTE	40 cm (calidad deseable)
TERRACERIAS	100 cm mínimo (calidad deseable).

CAMINO TIPO II

Se considera que deberán construirse en cada calidad los caminos cuyo tránsito total en el carril de diseño esté comprendido entre 1,500 y -- 5,000 vehículos, como tránsito promedio diario anual dentro de la vida útil, considerada de 10 años para la sección estructural.

Como ejemplo, estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

CARPETA	5 CM CONCRETO ASFALTICO DE CALIDAD ADECUADA O TRATAMIENTO SUPERFICIAL A BASE DE RIEGOS, - SEGUN EL CASO.
BASE	20 CM (CALIDAD DESEABLE)
SUB-BASE	15 CM (CALIDAD DESEABLE)
SUB-RASANTE	40 cm (CALIDAD ADECUADA)
TERRACERIA	70 CM MINIMO (CALIDAD ADECUADA)

Observación.- Cuando el tránsito evolucione, obligando a que este camino se transforme en Tipo I, el refuerzo se hará exclusivamente con una carpeta de concreto asfáltico de 5 cm. Evoluciones ulteriores del tránsito podrán manejarse con sobre-carpetas de -- concreto asfáltico del mismo espesor.

CAMINO TIPO III

Se considera que deberán construirse en esta calidad caminos cuyo tránsito total en el carril de diseño esté comprendido entre 250 y 1,500 vehículos, como tránsito promedio diario anual dentro de la vida útil, considerada de 10 años para la sección estructural.

Como ejemplo estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

CARPETA	Tratamiento superficial a base de riegos
BASE	20 cm (calidad adecuada)
SUB-BASE	15 cm (calidad tolerable)
SUB-RASANTE	40 cm (calidad tolerable)
TERRACERIA	40 cm (calidad tolerable)

Observación.- La estructura propuesta no podrá ser reforzada con sobrecarpetas, salvo que un estudio especial de deflexiones indique lo contrario

CAMINO TIPO IV

Se considera que deberán construirse en esta calidad los caminos rurales, sin tratamiento asfáltico en la superficie.

Como ejemplo, estos caminos podrían estructurarse como se indica a continuación:

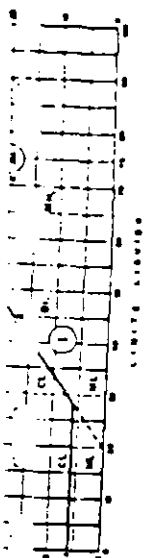
REVESTIMIENTO	15 cm
SUB-RASANTE	30 cm (calidad tolerable)
TERRACERIA	20 cm mínimo (calidad tolerable)

Observaciones.- La conservación y refuerzo de esta sección, se hará con material de revestimiento. La sección estructural no es adecuada para evolución a camino con tratamientos asfálticos.

OBSERVACIONES GENERALES.

- 1.- La utilización de las secciones estructurales ejemplificadas u otras equivalentes, no excluye la necesidad de realizar estudios geológicos y geotécnicos con vistas a detectar situaciones especiales, a definir necesidad y proyecto de subdrenaje y, en general, a evaluar todos los demás elementos que integran el proyecto de una carretera.
- 2.- Condiciones especiales en el terreno de cimentación pueden hacer variar por completo los requerimientos de la sección estructural. Esas condiciones deberán ser invariablemente contempladas en el estudio geotécnico correspondiente.
- 3.- Las secciones ejemplificadas cubren los niveles de tránsito que se consideran absorbibles por secciones estructurales a base de materiales naturales y carpetas de concreto asfáltico. Tránsitos superiores harán necesario estudios especiales para introducir en la sección capas tratadas o para realizar proyectos en base a concreto hidráulico.
- 4.- En las cifras relativas a tránsito carretero se consideró una capacidad máxima de 16,000 vehículos en un sentido en el carril de diseño, supuesto un desarrollo en terreno plano; también se consideró una distribución de tránsito con 40% de vehículos pesados.
- 5.- Estas secciones no ejemplifican el dimensionamiento de las aeropistas, por considerarse que siempre deberán ser objeto de un proyecto especial, dentro de lo indicado por las Normas en lo referente a características y recomendaciones de materiales.

Tipo	Sub-Tipos	IDENTIFICACION	Símbolo de Grava	Notas	
FRAGMENTOS DE BLOQUE Tamaño máximo de 7.6 cm (3") y aristas de 3 m	GRANDES Máximas de 76 cm y mínimas de 3 m	Fragmentos grandes, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos y chicos, predominando los grandes sobre los chicos y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos o de suelo, predominando los grandes sobre los chicos y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo.	Fg Fgm Fgp Fgms Fgms	1.—Cuando los fragmentos... 1.—Cuando los fragmentos... 1.—Cuando los fragmentos... 1.—Cuando los fragmentos...	
	MEDIANOS Máximas de 30 cm y mínimas de 7.6 cm	Fragmentos medianos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes, predominando los medianos sobre los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos y grandes, predominando los medianos sobre los chicos y éstos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes y chicos, predominando los medianos sobre los grandes y éstos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo.	Fm Fms Fmg Fmgs Fmg	2.—La clasificación de suelos que ocurre en este cuadro corresponde, en general, al Sistema Unificado de U.C.S. y puede considerarse como la versión S.O.P. de dicho sistema. 3.—Todos los tamaños de la malla que aparecen en este cuadro son de la U.S. Standard (apertura cuadrada).	
	CHICOS Máximas de 7.6 cm (3") y mínimas de 20 cm	Fragmentos chicos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos y grandes, predominando los chicos sobre los medianos y éstos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes y medianos, predominando los chicos sobre los grandes y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo.	Fc Fcm Fcw Fcmg Fcgs	2.—La clasificación de suelos que ocurre en este cuadro corresponde, en general, al Sistema Unificado de U.C.S. y puede considerarse como la versión S.O.P. de dicho sistema. 3.—Todos los tamaños de la malla que aparecen en este cuadro son de la U.S. Standard (apertura cuadrada).	
BULK Partículas menores de 7.6 cm (3")	DE PARTICULAS GRANDES Más de la mitad del material es retenido en la malla N.º 200. Más de la mitad del material es retenido en la malla de 0.075 mm (N.º 200). URABAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N.º 4. ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla N.º 5. (Para clasificación visual por el observador 8 mm como equivalente a la malla N.º 4)	Gravas bien graduadas, mezcla de grava y arena, poco o nada de finos. Deben tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3. (Ver nota N.º 6.) Gravas mal graduadas, mezcla de grava y arena, poco o nada de finos. No satisfacen los requisitos de graduación para GW.	Menos de 5% en peso para la malla N.º 200. Menos de 5% en peso para la malla N.º 200.	GW GP	4.—Como los símbolos de los suelos proceden en general de nombres en el idioma inglés, a continuación se dan las equivalencias de las letras que significan los mismos: G — Grava A — Arena M — Limo C — Arcilla W — Bien graduado P — Mal graduado L — Baja compresibilidad H — Alta compresibilidad O — Suelo orgánico F _s — Turba
		Gravas con finos Cantidad apreciable de partículas finas	Más de 12% en peso para la malla N.º 200 y las pruebas de límites aplicadas en la fracción que pasa la malla N.º 200, la clasificación como un suelo CL, UL, o LC de la línea "A" de la carta de plasticidad, e Ip > 6. (Véase abajo, grupo ML.)	GM	5.—Tratando de suelos con partículas gruesas en el caso en que pasa la malla N.º 200 queda contenido de entre 5 y 12%, se deben hacer de primera, si requieren el uso de símbolos como: Ejemplo: GW-GC corresponde a un mezcla de grava y arena bien graduada con contenido arcilloso. Si GM, P responde a un material bien graduado con menos de 5% de peso de la malla N.º 200 y formada su fracción gruesa proporciones de grava y arena.
		Gravas arcillosas, mezcla de grava, arena y arcilla, mal graduadas.	Más de 12% en peso para la malla N.º 200 y las pruebas de límites aplicadas en la fracción que pasa la malla N.º 200, la clasificación como un suelo CL, UL, o LC de la línea "A" de la carta de plasticidad, e Ip > 6. (Véase abajo, grupo CL.)	GC	6.—Los coeficientes de Uniformidad (Cu) de Curvatura (Cc) que se calculan para la graduación de los suelos GW, GP, SW y SP, están dados por las siguientes expresiones: $Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ en que D ₁₀ , D ₃₀ y D ₆₀ son los diámetros o aberturas de las mallas correspondientes 10, 30 y 60, en peso, respectivamente del material que pasa, según la curva granulométrica.
		Arenas bien graduadas, arena con grava, poco o nada de finos. Deben tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 4 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3. (Ver nota N.º 6.) Arenas mal graduadas, arena con grava, poco o nada de finos. No satisfacen los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en peso para la malla N.º 200. Menos de 5% en peso para la malla N.º 200.	SW SP	7.—La clasificación de los suelos de partículas finas se determina, proporcionalmente, haciendo pruebas de límites de plasticidad, a la fracción que pasa la malla N.º 40 para clasificación en la carta de plasticidad a que se refiere el uso W-U-2, que aparece por separado.
		Arenas limosas, mezcla de arena y limo mal graduadas. Cantidad apreciable de partículas finas Arenas arcillosas, mezcla de arena y arcilla mal graduadas.	Más de 12% en peso para la malla N.º 200 y las pruebas de límites aplicadas en la fracción que pasa la malla N.º 200, la clasificación como un suelo CL, UL, o LC de la línea "A" de la carta de plasticidad, e Ip > 6. (Véase abajo, grupo CL.) Más de 12% en peso para la malla N.º 200 y las pruebas de límites aplicadas en la fracción que pasa la malla N.º 200, la clasificación como un suelo CL, UL, o LC de la línea "A" de la carta de plasticidad, e Ip > 6. (Véase abajo, grupo CL.)	SM SC	8.—Se ha observado que los suelos OL, O, y OH, que dentro de las pruebas de la carta de plasticidad que se usan ML, MH, y MH _h , respectivamente, en el caso de las pruebas de límites de plasticidad, son susceptibles de ser clasificados como suelos orgánicos, cuando se les somete a las pruebas de plasticidad.
		Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas ligeros o plásticos. (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad.) Arcillas inorgánicas de baja o mediana plasticidad, arcillas con grava, arcillas orgánicas, arcillas limosas, arcillas gruesas. (Dentro de la zona II de la carta de plasticidad.) Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad. (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad.)	Limos inorgánicos de baja o mediana plasticidad, arenas finas o limos suaves o distorsionados, limos arcillosos. (Dentro de la zona III de la carta de plasticidad.) Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas. (Dentro de la zona IV de la carta de plasticidad.) Limos y arcillas orgánicos de media o alta plasticidad. (Dentro de la zona III de la carta de plasticidad.)	ML CL OL	9.—Se ha observado que los suelos OL, O, y OH, que dentro de las pruebas de la carta de plasticidad que se usan ML, MH, y MH _h , respectivamente, en el caso de las pruebas de límites de plasticidad, son susceptibles de ser clasificados como suelos orgánicos, cuando se les somete a las pruebas de plasticidad.
Limos inorgánicos de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad.) Arcillas inorgánicas de muy alta plasticidad. (Dentro de la zona VI de la carta de plasticidad.) Limos y arcillas orgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad.)	Limos inorgánicos de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad.) Arcillas inorgánicas de muy alta plasticidad. (Dentro de la zona VI de la carta de plasticidad.) Limos y arcillas orgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad.)	MH _h CH _h OH _h	9.—Se ha observado que los suelos OL, O, y OH, que dentro de las pruebas de la carta de plasticidad que se usan ML, MH, y MH _h , respectivamente, en el caso de las pruebas de límites de plasticidad, son susceptibles de ser clasificados como suelos orgánicos, cuando se les somete a las pruebas de plasticidad.		
ALTAMENTE ORGANICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, aspecto esponjoso y comportamiento por en la parte superior. Turba y otros suelos altamente orgánicos	Pt	9.—Se ha observado que los suelos OL, O, y OH, que dentro de las pruebas de la carta de plasticidad que se usan ML, MH, y MH _h , respectivamente, en el caso de las pruebas de límites de plasticidad, son susceptibles de ser clasificados como suelos orgánicos, cuando se les somete a las pruebas de plasticidad.		



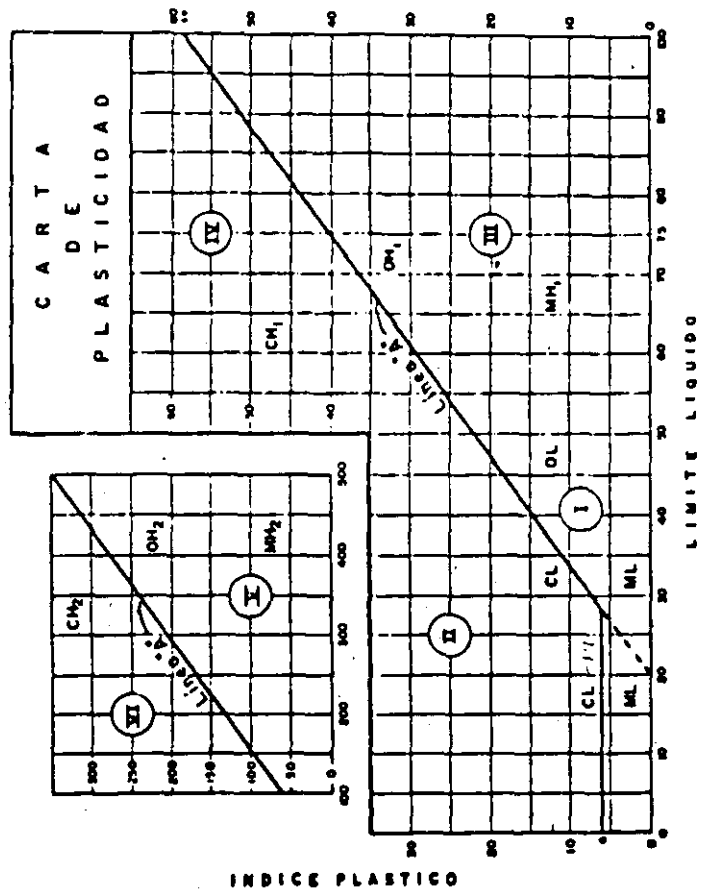
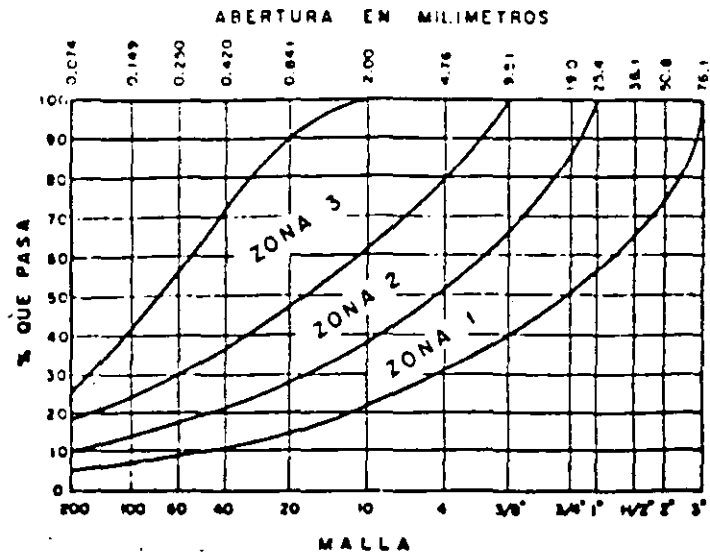
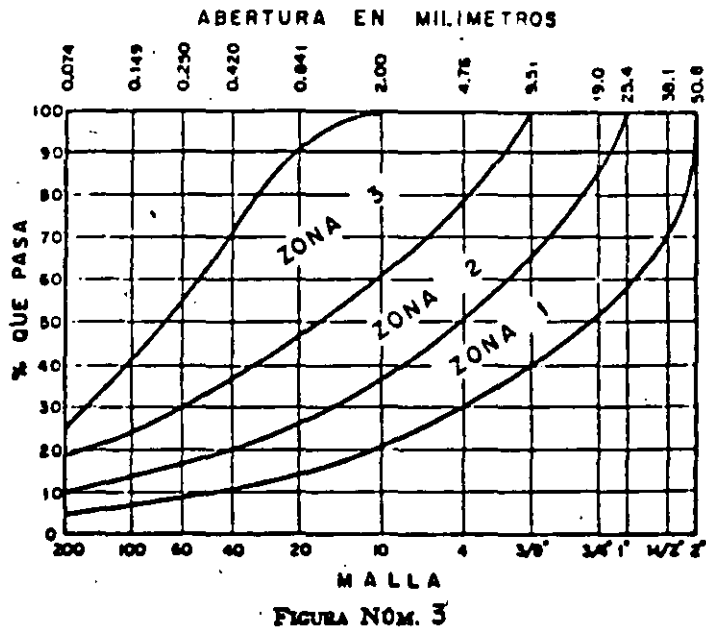


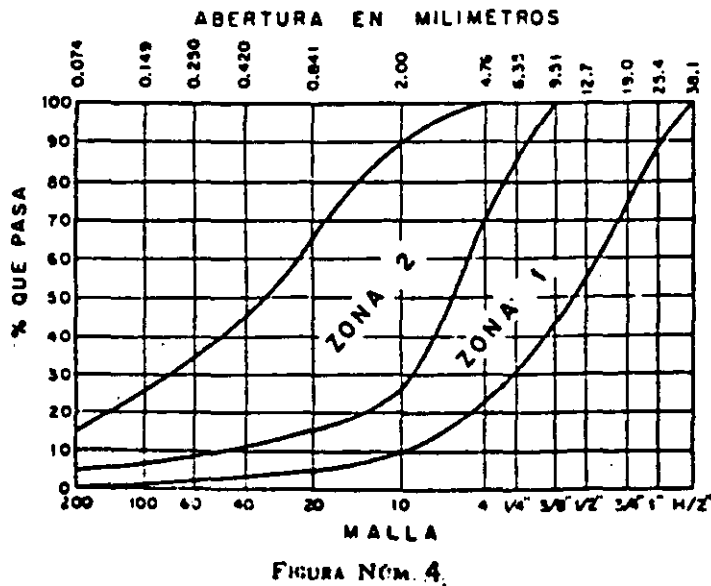
FIG. No. 1



ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS



ZONAS DE ESPECIFICACIONES GRANULOMETRICAS



47

CRITERIOS DE ESTRUCTURACION Y CALIDADES DE MATERIALES PARA
CARRETERAS

ING. FRANCISCO RUZ VILLAMIL

El incremento del tránsito vehicular en las carreteras - de nuestro país, tanto en lo referente a volumen como al peso de los vehículos y la carga transportada, ha llevado a la necesidad de un cambio también en los espesores usuales de las diferentes capas de la sección estructural de un camino por - otras más robustas y la necesidad de emplear materiales de -- más calidad, por ende más caros, para su construcción.

En 1980 se aprobaron en México las nuevas cargas legales, que substituyeron a las aprobadas en 1962. En la siguiente - tabla se muestran las nuevas cargas y las anteriores, conside - radas para caminos Tipo I, es decir aquellos que tendrán den - tro de su vida útil, considerada de 10 años, un tránsito diario promedio anual en el carril de diseño entre 5000 y 12000 - -- vehículos.

<u>C A R G A S L E G A L E S</u>		
EJE	1962	1980
Eje sencillo	5000 kg	5500 kg
Eje sencillo dual	9000 kg	10500 kg
Eje doble	14500 kg	18000 kg
Eje triple	No considerado	22500 kg

Aparentemente los incrementos de las cargas legales no fueron importantes en su valor, pero el análisis de los efectos que causan a la sección estructural de un camino, han mostrado que los esfuerzos llegan a determinados niveles con valores que una estructura tradicional no está capacitada para soportar.

Lo anterior ha llevado a proponer normas de materiales que se antojan más rígidas que las actualmente vigentes, pero que se estima que permitirían el empleo de materiales de me -
jor calidad y con la respuesta estructural requerida para las nuevas cargas.

En las tablas del final de este escrito se presentan las normas vigentes y las propuestas para cada capa de la sección estructural. En estas se tomó únicamente las normas de materiales para caminos Tipo I.

Normas de Materiales

Terracerías.

En las normas actuales sólo se proscriben materiales con alto contenido de materia orgánica o muy compresibles - - - -
($w_L > 100\%$).

En las normas propuestas se limita la plasticidad de los materiales ($w_L < 30\%$) y se exige en algunos casos (caminos --
Tipo I, 1 m superior) que sean compactables.

Capa Subrasante

Las normas actuales permiten materiales compresibles y de poco valor portante ($W_L < 100\%$ y $VRS > 5\%$).

En las normas actuales se limita la plasticidad de los materiales a emplear y se pide un mayor valor relativo de soporte del material.

Revestimientos

En las normas propuestas se exige que el material tenga un porcentaje menor de finos plásticos y se evita el empleo de parámetros obtenidos de ensayos que no reflejan el comportamiento del material, como las pruebas de contracción lineal y de valor cementante.

Subbases

Las normas propuestas obligan al empleo de materiales con un contenido menor de finos plásticos y evitan el uso de parámetros obtenidos de pruebas que no han resultado representativos del comportamiento del material, como la de contracción lineal y la de valor cementante.

Bases

Las normas propuestas evitan el uso de materiales con alto contenido de finos plásticos, esperando que se de a la base

un mejor comportamiento y mejor capacidad drenante. Evitan el uso de resultados de las pruebas de contracción lineal y de valor cementante, ya que se considera que no son representativos del comportamiento del material.

Material Pétreo para Carpeta

Las normas propuestas pretenden limitar la cantidad de finos en el material, así como una mejor composición en lo referente a la forma de las partículas disminuyendo el porcentaje de alargadas.

De esta presentación surgen las siguientes preguntas.

- 1) A cuanto han incrementado las cargas legales en sus países?
- 2) Como se ha comportado la sección estructural de sus caminos por el incremento?
- 3) Son válidos los índices de las normas actuales y los de las normas propuestas?
- 4) Las normas propuestas como son con respecto a las empleadas en sus países, más rígidas o menos?
- 5) El empleo de normas más rígidas de materiales, como se ha reflejado en el comportamiento de la sección estructural de los caminos, en sus países?
- 6) Como son las normas propuestas, en relación a la calidad esperada de los materiales para las cargas de tránsito en México?

TERRACERIAS

C A P A	CARACTERISTICA	PROPUESTA D. G. S. T.						NORMA ACTUAL TIPO UNICO.	
		TIPO I		TIPO II		TIPO III			
		CORTE	TERR.	CORTE	TERR.	CORTE	TERR.	CORTE	TERR.
CAPA SUPERIOR, Variable entre 0.0 y 1.0 m. dependiendo del material de apoyo y de la altura del terraplén, para cortes 0.3 m.	Tamaño máximo (mm)	1,500 ó roca natural	76 mm.	2,000 ó roca natural	1,500	2,000 ó roca natural	2,000	—	2,000
	% < malla 200	—	30 máx.	—	—	—	—	—	—
	WL (%)	50 máx. ó roca natural	40 máx.	60 máx. ó roca natural	50 máx.	60 máx. ó roca natural	60 máx.	—	100 % CH ₁ , MH ₁ , OH ₁
	IP (%)	—	—	25 máx. ó roca natural	—	25 máx.	25 máx.	—	—
	Compactación	90 ± 2% natural ó roca	95 %	90 ± 2% natural ó roca	90 ± 2% ó bandeado	90 ± 2%	90 ± 2% ó bandeado	—	90
	VRS (%)	5 mín. ó roca	5 mín. ó roca	3 mín.	5 mín.	3 mín.	3 mín.	—	—
	Expansión (%)	—	—	3 máx.	—	3 máx.	3 máx.	—	—
CAPA INTERMEDIA, Variable para terraplén mayor de 1.0 m. o para corte.	Tamaño máximo (mm)	—	1,500	—	2,000	—	—	Estos valores se aplican en todo el espesor	Estos valores se aplican en todo el espesor
	% < malla 200	—	—	—	—	—	—		
	WL (%)	60 máx.	50 máx.	—	60 máx.	—	—		
	IP (%)	25 máx.	—	—	25 máx.	—	—		
	Compactación (%)	90 ± 2% natural ó roca	90 ± 2% ó bandeado	—	90 ± 2% ó bandeado	—	—		
	VRS (%)	3 mín.	5 mín.	—	3 mín.	—	—		
	Expansión (%)	3 máx.	—	—	3 máx.	—	—		
DOS TERCIOS INFERIORES.	Tamaño máximo (mm)	—	2,000	—	—	—	—	Estos valores se aplican en todo el espesor	
	WL (%)	—	60 máx.	—	—	—	—		
	IP (%)	—	25 máx.	—	—	—	—		
	Compactación	—	90 ± 2% ó bandeado	—	—	—	—		
	VRS (%)	—	3 mín.	—	—	—	—		
	Expansión (%)	—	x.	—	—	—	—		

50

NORMAS DE MATERIALES
TERRACERIAS

I N D I C E	NORMA ACTUAL	NORMA PROPUESTA
TAMAÑO MAXIMO (mm)	—	200
% < MALLA # 200	—	30 MAX.
WL (%)	100 MAX.	40 MAX.
IP (%)	—	—
COMPACTACION (%)	—	95 MIN.
VRS (%)	—	5 MIN.

53

NORMAS DE MATERIALES

CAPA SUBRASANTE

INDICE	NORMA ACTUAL	NORMA PROPUESTA
TAMAÑO MAXIMO (mm)	75	75
% < MALLA # 200	—	25 MAX.
W _L (%)	100 MAX.	30 MAX.
IP (%)	—	10 MAX.
COMPACTACION (%)	95 MIN.	100 MIN.
VRS (%)	5 MIN.	30 MIN.
EXPANSION (%)	5 MAX.	—

75

NORMAS DE MATERIALES REVESTIMIENTO

I N D I C E	NORMA ACTUAL	NORMA PROPUESTA
TAMAÑO MAXIMO (mm)	75	75
% < MALLA # 200	25 MAX.	20 MAX.
ZONA GRANULOMETRICA	1 a 3	1 a 2
W _L (%)	—	40 MAX.
IP (%)	—	15 MAX.
COMPACTACION (%)	—	95 MIN.
VRS (%)	30 MIN.	—
CONTRACCION LINEAL (%)	4.5 MAX.	—
VALOR CEMENTANTE PARA MATERIALES ANGULOSOS (Kg/cm ²)	4.5 MIN.	—
VALOR CEMENTANTE PARA MATERIALES REDONDEADOS Y LISOS (Kg/cm ²)	6.5 MIN.	—

NORMAS DE MATERIALES
SUBBASE

INDICE	NORMA ACTUAL	NORMA PROPUESTA
TAMAÑO MAXIMO (mm)	51	51
% < MALLA #200	25 MAX.	15 MAX.
ZONA GRANULOMETRICA	1 y 3	1 y 2
WL (%)	—	25 MAX.
IP (%)	—	6 MAX.
E.A. (%)	20 MIN.	40 MIN.
COMPACTACION (%)	95 MIN.	100 MIN.
VRS (%)	50 MIN	40 MIN.
CONTRACCION LINEAL (%)	4.5 MAX.	—
VALOR CEMENTANTE EN MATERIALES ANGULOSOS (Kg/cm ²)	3.0 MIN.	—
VALOR CEMENTANTE EN MATERIALES REDONDEADOS (Kg/cm ²)	4.5 MIN.	—

NORMAS DE MATERIALES
BASE

I N D I C E	NORMA ACTUAL	NORMA PROPUESTA
TAMAÑO MAXIMO(mm)	01	51
% < MALLA # 200	25 MAX.	10 MAX.
ZONA GRANULOMETRICA	1 o 2	1 o 2
WL (%)	30 MAX.	25 MAX.
IP (%)	—	6 MAX.
E.A. (%)	50 MIN.	50 MIN.
COMPACTACION (%)	95 MIN.	100 MIN.
VRS (%)	100 MIN.	100 MIN.
DESGASTE LOS ANGELES(%)	—	40 MAX.
CONTRACCION LINEAL (%)	3.5 MAX.	—
VALOR CEMENTANTE PARA MATERIALES ANGULOSOS (Kg/cm²)	3.0 MIN.	—
VALOR CEMENTANTE PARA MATERIALES REDONDEADOS Y LISOS (Kg/cm²)	4.5 MIN.	—

NORMAS DE MATERIALES
MATERIAL PETREO DE CARPETA

I N D I C E	NORMA ACTUAL	NORMA PROPUESTA
TAMAÑO MAXIMO (mm)	25	0.75 DEL ESPESOR ó 25 mm.
% < MALLA # 200	10 MAX.	5% \pm 2%
W (%)	—	0
I P (%)	—	0
E. A. (%)	55 MIN.	60 MIN.
DESGASTE LOS ANGELES (%)	40 MAX.	30 MAX.
PARTICULAS ALARGADAS y/ó EN FORMA DE RAJA (%)	35 MAX.	25 MAX.
CONTRACCION LINEAL (%)	2 MAX.	—

SECCION ESTRUCTURAL DE LAS OBRAS VIALES

Roberto Sosa Garrido
Gerente de Terracerías y Pavimentos
Geotec, S.A.

2.1 INTRODUCCION

En la actualidad es innegable la complejidad que representa el proyectar secciones estructurales de obras viales en las que se involucren todas las variables significativas. Existe una tendencia a abandonar las prácticas meramente empíricas y se realizan esfuerzos para abordar el problema con enfoques científicos, fundamentados en estudios experimentales a escala natural y en ensayos de campo y laboratorio más y más sofisticados. No obstante, la solución integral de este problema aún no se ha alcanzado, ni es de esperar que se alcance en un futuro cercano.

Aunque lo que se expresa pudiera representar un personal punto de vista, es preciso enfatizar que las principales dificultades con que actualmente se tropieza a nivel mundial son consecuencia de la diversidad de criterios de diseño, cuya proliferación se debe, tanto a una multitud de enfoques, prácticas y experiencias, como al progreso normal de la tecnología en este campo. Se reconocen, así mismo, las limitaciones de las teorías aplicadas y la importancia de introducir en forma racional los llamados factores ambientales. Cabe mencionar, por último, la resistencia que se tiene a modificar las prácticas instituidas tradicionalmente, en aras de conservar una experiencia muchas veces discutible, e ignorando los avances tecnológicos.

En nuestro medio no hemos podido ser ajenos a estas dificultades, principalmente porque también las bases de nuestros propios criterios son "productos de importación". Las modificaciones más o menos válidas que hemos ido introduciendo, con tendencias simplificadoras y como consecuencia de nuestra propia experiencia, han contribuido a diversificar aún más los criterios de diseño. La comparación y aplicación simultánea de métodos cuyos puntos de partida son diferentes, generalmente producen mayor confusión y dispersan los esfuerzos que bien podrían ser aplicados en profundizar un método aceptado de antemano y, al mismo tiempo, en ir acumulando una saludable experiencia que lo perfecciona.

Lo anteriormente expresado conduce a estable-

cer lo siguiente:

a) Se hace necesario y urgente unificar en nuestro país los enfoques, criterios y métodos para el desarrollo de los estudios rutinarios de pavimentación, lo más racionalmente posible.

b) Al nivel actual del conocimiento en la materia, resulta impráctico pretender aplicar métodos sofisticados que de todas formas adolecen de base teórica integral.

c) En contrapartida, tampoco debe recurrirse a simplificaciones inadmisibles, que limiten el número de variables del problema y que pueden dar soluciones idénticas para condiciones diferentes o que se basen en determinaciones falsas de los parámetros que intervienen (Ref. 6).

d) Con el objeto de ir creando una auténtica experiencia institucional deben adoptarse y aplicarse sistemas eficientes para evaluar el comportamiento de las obras viales, cuyos resultados retroalimenten con datos reales el sistema de diseño estructural.

e) Es indispensable seguir estimulando y realizando investigaciones para desarrollar modelos matemáticos o experimentales más apegados al comportamiento real de las estructuras viales, sobre todo en lo que se refiere a la fatiga de los materiales (Ref. 8); así también deben experimentarse nuevas tecnologías en materiales y estructuraciones no tradicionales y considerar la adaptabilidad de innovaciones teóricas y experimentales, en forma paralela e independiente al empleo rutinario del sistema adoptado.

2.2 ALGUNOS ENFOQUES BASICOS DEL PROBLEMA

2.2.1 Sección estructural

El concepto fundamental de sección estructural (Refs. 1 y 8) ha contribuido a disolver la tradicional dicotomía terracería-pavimento. Sin embargo, en la práctica es fácil comprobar que los estudios referentes al terreno de cimentación, a las terracerías y a los pavimentos se tratan independientemente unos de otros. Por tal motivo se considera importante y ur-

59

gente insistir en esta noción, para asimilarla y aplicarla apropiadamente.

Pretender alcanzar éxito en el diseño y construcción de los pavimentos sin considerar el comportamiento del suelo de cimentación y de las terracerías, es tan absurdo como ignorar los requisitos de la cimentación de un puente, por ejemplo.

Esta práctica tan frecuente en el pasado ha conducido a innumerables fracasos. Carreteras extremadamente deformadas o agrietadas, como consecuencia de la construcción de sus terraplenes con suelos expansibles (Ref. 20), o con una compactación deficiente o bien, sobre suelos compresibles, son algunos de los problemas que se han presentado. En estos casos los requerimientos de conservación se eternizan, a menos que se acepte el fracaso y se proceda a reconstrucciones costosas.

La concepción adecuada de las estructuras viales requiere de una integración de conceptos, prácticas de laboratorio y de conocimientos de suelos que no pueden basarse únicamente en una experiencia empírica. Es necesario que todo ello se desarrolle al amparo de estudios teóricos y experimentales que sólo pueden partir de los criterios y puntos de vista que la Ingeniería de Suelos puede ofrecer.

Los recursos teóricos y prácticos de la Mecánica de Suelos proporcionan ventajas que han podido ser comprobadas en varios proyectos, cuyas soluciones tradicionales aplicadas con anterioridad, condujeron a fracasos espectaculares (Ref. 1).

En el ámbito mundial se puede constatar que el progreso alcanzado en los últimos años en materia de pavimentos ha estado a cargo de instituciones, de investigadores y equipos de personal relacionados con la Mecánica de Suelos.

Es fácil comprender entonces, porqué no es conveniente disociar los estudios de obras viales en estudios geotécnicos y de pavimentos, sin riesgo de que se pierda el panorama global del problema, propiciándose omisiones en el planteamiento, duplicación de esfuerzos y realización de ensayos de laboratorio innecesarios.

2.2.2 Capa subrasante

Los estudios de la capa subrasante son de importancia fundamental en el diseño estructural de carreteras y aeropistas. Es en esta capa donde es posible controlar las características de deformabilidad de la subestructura y en donde se desarrollan y absorben los esfuerzos cortantes significativos producidos por el tránsito. La superestructura o pavimento es una de las partes más costosas de las obras viales y se pueden lograr importantes economías mediante la selección apropiada de materiales para subrasante. Por ello, es considerado más económico utilizar los materiales locales por los que va atravesando el trazo de

una obra vial, no siempre es acertado, principalmente por su falta de uniformidad, de aquí que en el diseño de la capa subrasante deba prevalecer el criterio de la ingeniería de suelos, más que las limitaciones que impongan las distancias de acarreo, las dificultades en su explotación y otras. Por tal motivo se requiere una estrecha coordinación entre los técnicos de suelos y de curva masa, para lograr las mejores soluciones durante la elaboración de los proyectos geométricos de las obras viales.

Por otra parte, el dimensionamiento de la capa subrasante ha estado sujeto a reglas empíricas, llegando a considerarse un espesor casi constante de 30 cm en carreteras y de 50 cm en aeropistas. Conforme a lo tratado en el párrafo 2.1, debe modificarse este criterio y balancearse los aspectos de resistencia intrínseca de la capa subrasante, con los requerimientos de esfuerzo deformación de las terracerías y del suelo de cimentación que la subyacen, para dimensionarse el espesor requerido.

2.2.3 Estructuración de pavimentos

a) Pavimentos asfálticos

En nuestro país este tipo de pavimentos es el que más extensivamente se ha usado y, a pesar del reciente problema mundial de los energéticos, su empleo futuro tenderá a incrementarse. Es en los pavimentos asfálticos donde la mayoría de los técnicos mexicanos han fijado su atención y en donde se puede hablar de experiencia, si no a nivel institucional, por lo menos a nivel personal. Por estas razones este tema es el que se trata con mayor amplitud en este trabajo.

Tradicionalmente en México se han concebido las estructuraciones de los pavimentos flexibles mediante capas de sub-base y base, constituyéndolas con agregados pétreos cuyas características naturales son modificadas mediante tratamientos de cribado, trituración y/o mezclado con otros suelos. A medida que los tránsitos se han ido incrementando y de acuerdo con el comportamiento que han exhibido numerosos pavimentos, se siente cada vez más la necesidad de realizar estudios para incorporar, a los proyectos de pavimentación, estructuras de suelos estabilizados con asfaltos, cal o cemento, a fin de incrementar la calidad y resistencia de tales capas. Empero, esta práctica en nuestro medio es poco frecuente.

Se considera que los proyectos que así lo ameritan deben contemplar varias alternativas de estructuración, en las que se incluyan bases estabilizadas, lo que permitirá seleccionar las que reúnan mejores condiciones económicas y de comportamiento. Por el contrario, se estima innecesario continuar con la confrontación de varios métodos de diseño, que analizan una sola estructuración, por los motivos expresados en la introducción de este trabajo.

A reserva de ir definiendo los valores de las

equivalencias de grava en las estructuraciones de pavimentos asfálticos, conforme se realicen las investigaciones correspondientes, en la Tabla 1 se proponen los empleados por el Departamento de Carreteras de California (Ref. 3), institución que toma en cuenta, para las carpetas de concreto asfáltico, una variación congruente con el nivel de tránsito. En la misma tabla se recomiendan los espesores mínimos de cada capa.

ción de los pavimentos (Refs. 18 y 19), el especialista, al proyectar estas estructuras, no debe perder de vista que solo sirven como marco de referencia general y de ninguna manera deben aplicarse indiscriminadamente a todo tipo de materiales. Debe preguntarse, por ejemplo, si conviene mezclar agregados constituidos por gravas-arenas con suelos finos, para ser empleados en la construcción de bases hidráulicas, con tal de cumplir con la norma de "valor cementan-

TABLA 1. ESTRUCTURACIONES USUALES DE PAVIMENTOS ASFALTICOS EN CARRETERAS

CAPA Y TIPO DE MATERIALES EMPLEADOS	LIMITE DE TRANSITO*	FACTORES DE GRAVA EQUIVALENTE	ESPESOR MINIMO REAL (CM)	
Sub-bases hidráulicas (Z-I y II)	cualquiera	1.0	12	
Bases hidráulicas (Z-I y II)	2.5	1.1	12	
			(0.63)	(3.81)
Bases tratadas con cal	5.0	1.2	8	12
Bases tratadas con asfaltos rebajados	5.0	1.2	8	12
Bases tratadas con cemento Portland (< 2.5%)	5.0	1.2	8	12
Bases tratadas con cemento Portland (> 2.5%)	cualquiera	1.5 a 1.7	15	
Carpetas de riego	0.5	0	--	
Carpetas elaboradas con asfaltos rebajados	2.5	1.2	4	
	0.4	2.0	4	
	1.0	1.9	5	
	2.5	1.8	7	
	5.0	1.7	9	
	15.0	1.6	12	
	50.0	1.5	12	
Carpetas de concreto asfáltico				

*Tránsito acumulado de ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton, en millones, determinados según el procedimiento propuesto en la Ref. 7

Los valores entre paréntesis indican el tamaño máximo del agregado.

Para aeropistas, los valores de las equivalencias de grava que se proponen se han consignado en la Tabla 2, indicándose las limitaciones de uso para cada tipo de capa, según la zona de tránsito en la que se utilicen.

El problema de la estructuración de pavimentos está muy vinculado a las especificaciones y normas de calidad, tanto de los materiales como de las capas que constituyen estas estructuras.

Sin demeritar el valor que puede concederse a las especificaciones que norman oficialmente la construc-

te", sin pesar adecuadamente las repercusiones en la resistencia o la deformabilidad de la estructura; o bien, si a suelos degradables como el tezontle, el sacab o los jales, se les pueden exigir normas rígidas y elevadas de compactación; o también, cual debe ser la recomendación óptima de peso volumétrico y humedad apropiada de compactación en suelos expansivos o con deformaciones elásticas notables, etc.

Por tal motivo, de cada estudio en particular deben emanar las especificaciones, normas de calidad y procedimientos constructivos pertinentes, los cuales evidentemente tendrán como campo de aplicación

el del contexto de cada proyecto, pero que deberá tomar en consideración las limitaciones inherentes a los materiales disponibles, para obtener de ellos el máximo provecho posible.

Por otra parte, algunas de las normas de calidad vigentes (Refs. 18 y 19) están fundamentadas en determinaciones de laboratorio cuya representatividad y reproducibilidad son muy discutibles. Más adelante se comentan estos aspectos con mayor amplitud.

dos en nuestro país en forma muy limitada, principalmente en aeropistas y aún dentro de ellas, se ha restringido su uso en las áreas de tránsito más canalizado, como son los rodajes y plataformas. Cabe preguntarse el porqué de estas limitaciones, cuando el beneficio que se obtiene de sus escasos requerimientos de conservación los hace apropiados en las áreas adyacentes a casetas de cobro de autopistas y puentes de peaje, en terminales de autobuses y camioneros, en caminos urbanos de alto tránsito

TABLA 2. ESTRUCTURACIONES USUALES DE PAVIMENTOS ASFALTICOS EN AEROPISTAS

CAPA Y TIPO DE MATERIALES EMPLEADOS	EQUIVALENCIA PARA ESPESORES DE GRAVA		LIMITACIONES DE USO	
	LIMITES DE TRANSITO*	FACTORES	ZONA DE TRANSITO**	ESPESOR MINIMO REAL(CM)
Sub-bases hidráulicas (Z-1) Bases hidráulicas (Z-1)	cualquiera 5	1.0 1.0	0 a 2 0 a 5	15 20
Bases tratadas con cal	25	1.1	0 a 5	(0.63) (3.81) 10 20
Bases tratadas con asfaltos rebajados	25	1.1	0 a 5	10 20
Bases tratadas con cemento Portland (<2.5%)	25	1.1	0 a 5	10 20
Bases tratadas con cemento Portland (>2.5%)	cualquiera	1.4 a 1.6	0 a 5	20
Riego de mortero asfáltico para conservación	cualquiera	0	0 a 4	--
Carpetas elaboradas con asfaltos rebajados	0.2	1.2	0 y 2	5
Carpetas de concreto asfáltico	0.5	2.0	0 a 5	5
	1	1.9	0 a 4	7
	5	1.8	1 a 3	10
	20	1.7	1 a 3	13
	100	1.6	1 y 2	16
	500	1.5	1 y 2	20

*Tránsito acumulado. Número de pasadas equivalentes a DC-8 (136 ton), en miles.

Los valores entre paréntesis indican el tamaño máximo del agregado.

** Zonas de Tránsito

- 0 Avionetas
- 1 Tercio central de pista
- 2 Tercios laterales de pista
- 3 Calles y Pistas de Rodaje
- 4 Cabeceras
- 5 Plataformas

En la Tabla 3 se muestran las principales características de las estructuraciones con pavimentos asfálticos, así como los ensayos típicos que, de acuerdo con la tecnología actual se llevan a cabo para su evaluación, la experiencia que se tiene en nuestro medio y los principales campos en los que se aplican (Refs. 3, 4, 5, 10, 16, 17, 18, 19 y 21).

b) Pavimentos con losas de concreto

Los llamados pavimentos rígidos han sido emplea

do en calles de municipios con presupuestos exigüos de conservación. En los análisis económicos generalmente se discute su alto costo de construcción, pero difícilmente se analizan los gastos de conservación normales que tiene los pavimentos asfálticos y sobre todo los que se refieren a los erogados por el usuario. Probablemente esto se deba a que no se cuenta con datos disponibles adecuadamente digeridos.








TABLA 3 CARACTERISTICAS BASICAS EN LAS ESTRUCTURAS VIALES CON PAVIMENTOS ASFALTICOS

PROPIEDADES FUNDAMENTALES	ENSAYES TÍPICOS PARA SU VALUACION	EXPERIENCIA	TERRENO DE CIMENTACION	TERRAPLEN Y CAPA SUBRASANTE	SUB-BASE Y BASE	CARPETA ASFALTICA	
ESTRUCTURACION	contenido de agua "in situ"	Amplia					
	peso volumétrico seco "in situ"	Amplia					
	límites de consistencia	Amplia					
	granulometría	Amplia					
	índice de lajeo	Amplia					
COMPACTABILIDAD	por impactos (Proctor, AASHTO)	Amplia					
	por presión (Porter estándar)	Amplia					
	por amasado (Hveem)	Limitada					
	por vibración	Nula					
	por impactos (Marshall)	Amplia					
	valor cementante	Amplia					
RESISTENCIA	Resistencia al esfuerzo cortante	compresión simple	Limitada				
		triaxiales	Limitada				
		capacidad de carga en placa	Limitada				
		VRS en muestra inalterada	Limitada				
		VRS estándar	Amplia				
		VRS modificada	Amplia				
		VRS Cuerpo de Ingenieros	Limitada				
	estabilidad (Hveem)	Limitada					
	presión de exudación	Limitada					
	Resistencia a la tensión	valor cementante	Amplia				
cohesímetro		Limitada					
estabilidad (Marshall)		Amplia					
DEFORMABILIDAD	Compresibilidad	consolidación	Limitada				
	Expansibilidad	contenido de agua "in situ"	Amplia				
		límites de consistencia	Amplia				
		límite de contracción	Limitada				
		contracción lineal	Amplia				
		peso volumétrico seco "in situ"	Amplia				
		saturación bajo presión	Limitada				
		VRS en muestra inalterada	Limitada				
		VRS estándar	Amplia				
		VRS Cuerpo de Ingenieros	Limitada				
	expansiómetros	Limitada					
	Deformabilidad plástica	límites de consistencia	Amplia				
		contracción lineal	Amplia				
		equivalente de arena	Amplia				
		estabilidad (Hveem)	Limitada				
		flujo (Marshall)	Amplia				
	Deformabilidad elástica o fatiga	triaxiales	Limitada				
resiliómetro		Nula					
triaxiales cíclicas		Nula					
deflexómetros		Limitada					
DURABILIDAD	deflexión con placa de carga	Limitada					
	densidad y absorción	densidad y absorción	Amplia				
		índice de lajeo	Amplia				
		desgaste (Los Angeles)	Amplia				
		índice de durabilidad	Nula				
limpieza de agregados		Nula					
PERMEABILIDAD	intemperismo acelerado	Amplia					
	granulometría	Amplia					
	límites de consistencia	Amplia					
	permeómetros	Limitada					

63

SIMBOLOGIA TABLA. 3

ENSAYES TIPICOS EMPLEADOS PRINCIPALMENTE EN ESTUDIOS DE:

Diseño	
Evaluación	
Diseño y evaluación	
Diseño y control de calidad	
Evaluación y control de calidad	
Diseño, evaluación y control de calidad	
No se usan en esta parte de la estructura	

Las estructuraciones usuales de pavimentos rígidos han sido constituidas en forma tradicional, mediante una capa de sub-base, apoyada en la subrasante, sobre las que se cuejan losas generalmente de concreto simple. En un solo caso se han construido secciones no convencionales en plan experimental: el aeropuerto de Mexicali.

Las propiedades fundamentales que se requieren conocer para estructurar adecuadamente los pavimentos rígidos son prácticamente las mismas que para los pavimentos flexibles, pero para efectos de diseño, los parámetros a definir son el módulo de reacción de los suelos y el módulo de resistencia a la tensión por flexión del concreto.

c) Drenaje y subdrenaje

Las estructuraciones de pavimentos deben contemplar la interacción existente con las obras de drenaje y subdrenaje. Tal aseveración se fundamenta en el hecho, experimentalmente comprobado, de que ni las carpetas asfálticas ni las losas de concreto pueden ser consideradas como elementos impermeables. En efecto, en muchos "columpios" pronunciados se han encontrado fallas en las carpetas, como consecuencia del flujo a presión que se establece en las capas de sub-base y base; así mismo es frecuente observar "agua atrapada" en el cuerpo de las carpetas; también es indiscutible la permeabilidad que se tiene en las superficies agrietadas por los efectos térmicos o el envejecimiento de los productos asfálticos.

Por lo anterior es más apropiado facilitar la salida del agua que llega a infiltrarse, que tratar de impedir su entrada. Así por ejemplo, en zonas de alta precipitación pluvial de tránsito medio se han empleado con éxito mezclas asfálticas de graduación abierta. Una práctica que es muy recomendable consiste en emplear materiales de granulometrías apropiadas en la sub-base, para que quede integrada automáticamente al sistema de subdrenaje, en vez de, con un fardo aparentemente económico usar materiales baratos, pero con exceso de finos y por ende menos permeables que los de las capas superiores.

Existe la creencia generalizada en estructuras ya construidas que requieren obras de subdrenaje, que es "equivalente" técnicamente colocar un espesor de sobrecarpeta y que esto resulta más económico, que construir el sistema de subdrenaje necesario, cuando las dos soluciones se refieren a problemas estructurales totalmente diferentes. Tal concepto debe ser erradicado; se ha podido comprobar que las sobrecarpetas así construidas tienen una vida efímera y obviamente el problema vuelve a aflorar en un lapso relativamente corto.

2.3. ENSAYES DE LABORATORIO

Uno de los aspectos más importantes dentro de la tecnología de los pavimentos es la que se refiere a la caracterización de materiales. Las pruebas de campo y laboratorio que se utilizan para tal fin son muy diversas, pero pueden ser clasificadas elementalmente en los siguientes tipos:

2.3.1 Pruebas de identificación

Se utilizan exclusivamente con fines de clasificación de los suelos, agregados, fragmentos de roca y rocas. En nuestro medio se emplea el SUCS para los suelos.

2.3.2 Pruebas de calidad

Se refieren a los ensayos que se realizan para determinar las cualidades de agregados y suelos que, en confrontación con las especificaciones vigentes, permiten normar el criterio para la aceptación o rechazo de los mismos. Dentro de este grupo son clásicas las pruebas de compactación, equivalente de arena, granulometría, índice de lajeo, valor cementante, valor relativo de soporte estándar, contracción lineal, densidad y absorción, desgaste e intemperismo, índice de durabilidad y limpieza de agregados.

2.3.3 Pruebas para diseño

Son las que se emplean para determinar las características de resistencia y deformabilidad de los materiales ya estructurados por algún procedimiento de compactación o en estado natural. Tal es el carácter de las pruebas de compresión simple, triaxiales, de consolidación, de capacidad de carga en placa, de indentación tipo CBR o VRS, de estabilidad, de expansión, de saturación bajo presión, de deformabilidad bajo cargas repetidas (resiliómetro o triaxiales cíclicas), de deflexión (viga Benkelman, Dynaflect), etc.

2.3.4 Comentarios

La variedad de pruebas desarrolladas en la tecnología de los pavimentos va aparejada con la institución que las utiliza y en concordancia con el método de diseño estructural. Cuando se trata de analizar estructuras construidas, existen pruebas que pueden

ser destructivas y no destructivas, o bien ensayos que caracterizan individualmente los materiales o miden comportamientos del conjunto.

Las que se refieren al terreno de cimentación y algunas que se emplean en el diseño de las estructuras (cortes y terraplenes), son las que ha implantado clásicamente la Ingeniería de Suelos (Ref. 16).

Existen pruebas cuyos resultados pueden ser contradictorios, como acontece con las pruebas de valor cementante y de equivalente de arena (Refs. 17 y 18) la primera pretende ser un índice de la facilidad de compactación de sub-bases y bases, no obstante, su falta de representatividad es absoluta; la de equivalente de arena, por su parte, mide en proporción volumétrica la calidad de los finos en los mismos materiales (Ref. 17). Ahora bien, por la forma en la que se conducen los ensayos de valor cementante (compresión simple de especímenes horneados), en esta prueba se obtendrán en general resistencias más altas cuanto mayor sea la actividad de los finos, condición de calidad contraria a la que se exige en el equivalente de arena.

El grado de aceptación que tiene la prueba de equivalente de arena en la tecnología mundial es muy amplia, pero su aplicabilidad está restringida a materiales para sub-bases, bases y agregados para mezclas asfálticas. En instituciones como el Departamento de Carreteras de California se le concede un valor tal que, cuando un material tiene un equivalente de arena cinco puntos más alto que lo que indican las normas de calidad de la misma institución, se tiene la seguridad de alcanzar una resistencia apropiada y se puede prescindir la verificación correspondiente (Ref. 5). Es pertinente hacer notar que esta prueba aún tiene un carácter de tentativa en México, no existiendo razón para ello (Ref. 19).

En la Tabla 4 se presenta la valoración relativa que es posible concederle a las diversas pruebas que se utilizan dentro de la actual tecnología de pavimentos, de acuerdo con las propiedades fundamentales que se pretende valorar. Dentro de esa misma Tabla, como resultado de la experiencia en la aplicación, interpretación de resultados, representatividad y reproducibilidad de los ensayos, se hacen las recomendaciones para su futuro empleo.

Específicamente se propone se suspenda en definitiva la aplicación de los ensayos de valor cementante, las pruebas de compactación por presión, tipo Proctor estándar y las pruebas de indentación VRS están dadas y VRS modificadas. En estudios experimentales serios (Ref. 6), ha quedado demostrado que estas últimas pruebas no muestran correlación con el comportamiento de las estructuras reales.

En contrapartida, la tecnología de pavimentos cuenta con ensayos que permiten determinar parámetros de comportamiento fundamentales, que se hace urgente implantar rutinariamente o que, por lo me-

nos, ameritan un nivel de experimentación, para su implantación posterior. Tal es el caso de la elaboración de especímenes compactándolos por amasado, para su posterior ensayo en pruebas de esfuerzo-deformación (Ref. 3); es urgente también la utilización de expansiómetros o el ensayo de saturación bajo presión para determinar las características de expansibilidad de los suelos (Ref. 20), así como el uso de deflexómetros, resiliómetros o ensayos triaxiales por fatiga, para determinar la deformabilidad elástica de suelos. Esta práctica ya no es posible seguir posponiéndola, tomando en consideración la extensión geográfica de estos tipos de suelos en nuestro país. Argüir que estos ensayos son difíciles de realizar, que los equipos son costosos y que no existe personal preparado para realizarlos es evadir el problema real y condenar a la tecnología mexicana a la mediocridad.

Actualmente los ensayos de laboratorio en los que se fundamentan los métodos de diseño de la superestructura y pavimento, pueden quedar agrupados dentro de los siguientes tipos:

- a) Pruebas de indentación tipo CBR (Refs. 15, 18 y 21)
- b) Pruebas de esfuerzo-deformación de tipo triaxial (Refs. 3 y 15).
- c) Pruebas de carga en placa (Refs. 10 y 21).
- d) Pruebas de fatiga.

Los ensayos del primer tipo han tenido una amplia difusión mundial, debido principalmente a la simplicidad de la forma en la que se conducen tales ensayos. No obstante, es preciso reconocer que se trata de pruebas con un valor meramente cualitativo y que requieren el respaldo de una amplia experiencia y sentido común, pero sobre todo de una clara conciencia de sus graves limitaciones para su interpretación y aplicación. Por esta razón es imprescindible comentar un poco más ampliamente este tema conforme a los siguientes puntos:

a) Las pruebas tipo CBR son un indicador de la resistencia última de los suelos, noción inapropiada en las estructuras viales, puesto que están sujetas a cargas rodantes y aleatorias, que conducen más bien a fenómenos de fatiga.

b) La prueba de CBR es muy sensible al contenido de agua de moldeo de muchos suelos finos, lo que redundará en imprecisiones y en una gran dispersión de resultados, para especímenes que se pretende fabricar a una humedad prefijada.

c) Para agregados gruesos, tales como materiales para sub-bases y bases, la prueba CBR no es totalmente satisfactoria y no representa las condiciones reales de deformabilidad que se presentan en la realidad cuando su contenido de finos es relativamente importante, debido a las restricciones que impone la rigidez del molde.






65

TABLA 4. VALOR Y RECOMENDACIONES DE USO PARA LOS ENSAYES DE LABORATORIO USUALES EN LA TECNOLOGIA DE PAVIMENTOS ASFALTICOS.






PROPIEDADES FUNDAMENTALES	ENSAYES TÍPICOS PARA SU VALUACION	(A) VALOR DEL ENSAYE				(B) RECOMENDACIONES			
		T de C	T y CS	SB y SB	CA	T de C	T y CS	SB y SB	CA
ESTRUCTURACION	contenido de agua "in situ"								
	peso volumétrico seco "in situ"								
	límites de consistencia								
	granulometría								
	índice de lajeo								
COMPACTABILIDAD	por impactos (Proctor, AASHTO)								
	por presión (Porter estándar)								
	por amasado (Hveem)								
	por vibración								
	por impactos (Marshall)								
	valor cementante								
RESISTENCIA	Resistencia al esfuerzo cortante	compresión simple							
		triaxiales							
		capacidad de carga en placa							
		VRS en muestra inalterada							
		VRS estándar							
		VRS modificada							
		VRS Cuerpo de Ingenieros							
	estabilidad (Hveem)								
	presión de exudación								
	Resistencia a la tensión	valor cementante							
cohesiómetro									
estabilidad (Marshall)									
DEFORMABILIDAD	Compresibilidad	consolidación							
	Expansibilidad	contenido de agua "in situ"							
		límites de consistencia							
		límites de contracción							
		contracción lineal							
		peso volumétrico seco "in situ"							
		saturación bajo presión							
		VRS en muestra inalterada							
		VRS estándar							
		VRS Cuerpo de Ingenieros							
	expansiómetros								
	Deformabilidad plástica	límites de consistencia							
		contracción lineal							
		equivalente de arena							
		estabilidad (Hveem)							
flujo (Marshall)									
Deformabilidad elástica o fatiga	triaxiales								
	resiliómetro								
	triaxiales cíclicas								
	deflexómetros								
	deflexión con placa de carga								
DURABILIDAD	densidad y absorción								
	índice de lajeo								
	desgaste (Los Angeles)								
	índice de durabilidad								
	limpieza de agregados								
	intemperismo acelerado								
PERMEABILIDAD	granulometría								
	límites de consistencia								
	permeómetros								

SIMBOLOGIA TABLA 4.

(A) VALOR DE LOS ENSAYES:

- Ensaye inapropiado 
- Ensaye innecesario para este fin 
- Ensaye indicativo de esta propiedad 
- Ensaye conveniente 
- Ensaye indispensable para este fin 

(B) RECOMENDACIONES

- Suspéndase su aplicación 
- Usese limitadamente 
- Empleo conveniente 
- Implántese su aplicación rutinariamente 
- Experimentétese para implantarse posteriormente 

T de C Terreno de cimentación.
 T y CS Terrapienes y capa subrasante.
 SB y B Subbase y base.
 CA Carpeta asfáltica.

d) La estructuración de los especímenes depende en gran parte del tipo de compactación al que se les sujeta. Se ha encontrado que la compactación por amasado o por impactos han resultado ser las más representativas de las condiciones reales de construcción, en suelos finos (Ref. 16), y por métodos vibratorios, para arenas y gravas; sin embargo ni la compactación por amasado, ni las de tipo vibratorio han sido utilizadas para la elaboración de especímenes en la determinación de los CBR. En contrapartida, la compactación por presión (carga estática), ha sido empleada en nuestro medio como forma básica para los ensayos de VRS modificados (Ref. 18), siendo que este tipo es el menos representativo de todos.

e) Para suelos con alta deformabilidad elástica la prueba de VRS es inapropiada y no es posible detectar con ella los problemas inherentes a este tipo de suelos.

f) Se considera que el procedimiento para evaluar en el laboratorio apropiadamente el VRS de campo, es el desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, en muestras saturadas (Ref. 21). De acuerdo con esta tecnología se requiere moldear un mínimo de cinco especímenes por cada energía de compactación, recomendándose emplear el procedimiento por impactos a tres diferentes energías: AASHTC estándar, AASHTO modificado y una energía intermedia. De acuerdo con la experiencia que se tiene al respecto es posible simplificar el procedimiento a dos energías, dependiendo de la compactación conveniente que deba exigirse. En la Tabla 5 se indican las energías de compactación recomendables para lograr con éxito este objetivo.

Tabla 5. Energías de compactación recomendables, para moldear especímenes en las pruebas de CBR tipo Cuerpo de Ingenieros.

Prueba de compactación para control	Energías para moldeo de especímenes (kg-cm/cm ³)	
	Superior	Inferior
AASHTO estándar	12.94	5.97
AASHTO modificada	27.37	12.94

La representación gráfica más ventajosa de los resultados obtenidos en estos ensayos, se ilustra en la Fig. 1. En efecto, en ella se cuenta con un espectro completo de las variaciones entre el contenido de agua de moldeo o de compactación, los valores relativos de soporte en estado saturado, los pesos volumétricos alcanzados aplicando las dos energías elegidas y también el grado relativo de expansividad. Este último parámetro es visualizado muy deficientemente en los otros tipos de prueba de VRS (Ref. 20). En esta forma se está en posibilidad de tomar decisiones no sólo en lo que respecta al parámetro de diseño que conviene elegir, sino también que condiciones de compactación es pertinente recomendar.

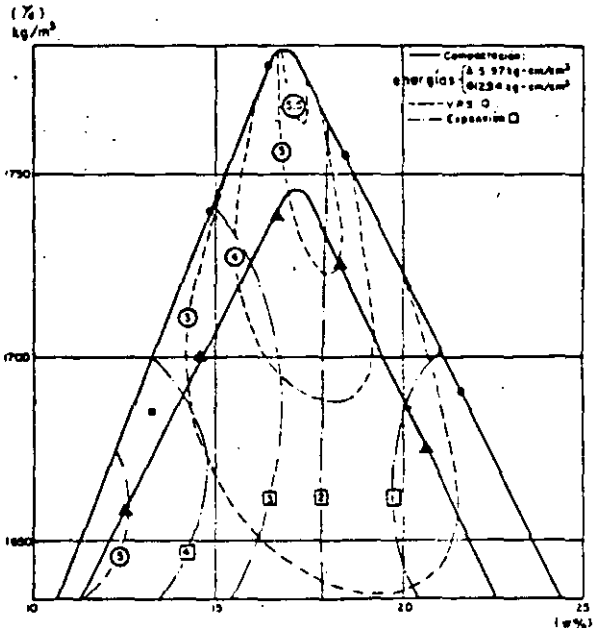


Fig. 1. Representación gráfica de los resultados en pruebas de VRS tipo Cuerpo de Ingenieros.

Es interesante hacer notar la similitud entre la variación que presentan las curvas de VRS y las de resistencia que se obtienen en pruebas triaxiales rápidas, con saturación previa, en suelos compactados

(Ref. 16, pág. 211).

También es interesante observar que las curvas de igual VRS acusan el lógico abatimiento de la resistencia del suelo, como consecuencia de los efectos de presión neutra introducidos por la disminución en la relación de vacíos, al incrementarse la compactación de los especímenes.

Para subrasantes constituidas con suelos homogéneos, la gráfica de diseño correspondiente (Fig. 1) puede utilizarse para efectos de control de obra o de evaluación de estructuras construidas, simplemente ubicando los datos de los pesos volumétricos secos "in situ" y los contenidos de agua correspondientes y verificando en forma aleatoria y esporádica, los valores de VRS en muestras inalteradas, con saturación previa.

En nuestro medio la aplicación de las pruebas de VRS tipo Cuerpo de Ingenieros no ofrece ninguna dificultad y su implantación rutinaria puede ser inmediata. El aval que de ellas ha hecho el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ref. 7) y la impugnación de los otros tipos de prueba de VRS, así como su empleo en varias empresas mexicanas y su difusión cada vez mayor a nivel mundial, podrán satisfacer las cuestiones planteadas durante tanto tiempo al respecto. Sólo se requiere la aceptación oficial y adoptar, de una vez por todas, una metodología uniforme que ofrece muchas ventajas según se ha comentado.

Dentro del grupo de pruebas de diseño de esfuerzo-deformación de tipo triaxial, son ampliamente conocidas las que se emplean en el método de Hveem y en el Departamento de Carreteras del estado de Texas (Ref. 15).

El parámetro R obtenido en el estabilómetro de Hveem (Ref. 3), es inferido de los resultados de los ensayos de estabilidad, presión de expansión y presión de exudación, para diversos contenidos de agua de moldeo de los suelos; los especímenes son fabricados empleando compactación por amasado, lo que permite mayor confianza en la representatividad respecto a su estructuración. Esta serie de ensayos proporciona un panorama bastante completo del comportamiento de los elementos estructurales de los pavimentos, sin llevar los especímenes a su resistencia última.

En forma paralela, este método ha desarrollado una prueba para conocer la respuesta de los suelos desde el punto de vista elástico, a la aplicación de cargas repetidas, mediante el llamado "resiliómetro".

No obstante la representatividad y reproducibilidad de los ensayos propuestos por el Departamento de Carreteras de California, debe reconocerse que todos ellos tienen procedimientos normalizados arbitraria y convencionalmente, fundamentados en gran parte en experiencias muy particulares, como

es el caso de prácticamente todos los actuales métodos de diseño

La posibilidad de implantar este procedimiento en México tampoco ofrece serias dificultades, puesto que ya existen varios equipos en medios oficiales. Empero, su aplicación rutinaria quizás no sea posible ni conveniente, por ahora. Probablemente será preferible emplear este método en casos especiales, donde se requieran ciertos refinamientos o aclarar problemas específicos, pero no menos importantes, tales como los pavimentos sobre suelos de gran deformabilidad elástica. De hecho este criterio se ha aplicado, con resultados satisfactorios, en algunos proyectos, pero se estima que debería proporcionarse más apoyo oficial a su empleo.

Por la forma en la que se conducen las pruebas triaxiales que se siguen en la metodología del Departamento de Carreteras de Texas (Ref. 15), éstas podrían clasificarse como pruebas rápidas, para el caso de suelos finos. No obstante, también estos ensayos resultan convencionales en su interpretación. Su representatividad es relativamente aceptable, dado el tipo de compactación por impactos en el moldeo de los especímenes, su saturación previa por capilaridad y la determinación de la expansividad de los materiales. Quizá la principal objeción de estas pruebas estriba en aplicar conceptos de resistencia última a estructuras más bien sujetas a fatiga.

Los comentarios respecto a la aplicabilidad de la tecnología que sigue el Departamento de Carreteras de California, son válidos para las pruebas triaxiales tipo Texas.

Los ensayos de campo realizados para determinar la capacidad de carga en placas, que se utilizan en los métodos de diseño del Departamento de Transportes del Canadá, de LCN, para aeropuertos y de la Armada de los Estados Unidos, tienen la ventaja sobre todos los demás métodos existentes, de poder determinar el comportamiento del conjunto por interacción de las diversas capas, pero su campo de aplicación está restringido a estructuras construidas, es decir, a estudios de evaluación. En México el método de LCN ha sido utilizado para estos fines en aeropistas.

En la actualidad la tecnología más avanzada está tratando de desarrollar métodos que toman en consideración los fenómenos de fatiga. Los "resiliómetros" de varios tipos han proliferado, junto con ensayos triaxiales de carga repetida. Estas pruebas son las que en definitiva tratan de representar más realísimamente las condiciones de comportamiento de las capas de los pavimentos, desafortunadamente aún se encuentran en etapa de desarrollo y para su implantación todavía habrá de pasar algún tiempo. Quizás en este sentido debería estar orientada en gran parte la futura investigación en México, en materia de pruebas para diseño de pavimentos.

El empleo de deflectómetros para evaluar estructuras de pavimentos por métodos no destructivos, ha resultado de suma utilidad y permiten recabar información confiable, rápida y oportuna de la capacidad estructural del conjunto. Los resultados obtenidos deben ser analizados con criterios estadísticos apropiados. En las carreteras y aeropistas mexicanas han sido utilizadas estas metodologías. Se puede comprobar, sin embargo, que el uso de estos medios en la conservación de carreteras en México es casi nula, lo que ha impedido acumular valiosa información que podría haber redundado en una experiencia institucional, como ya se ha realizado en otros países. Introducir estas prácticas en forma sistemática es una condición indispensable para el desarrollo de una tecnología apropiada en la conservación de pavimentos, si no se desea correr el riesgo de un colapso general como ya ha ocurrido en otras partes del mundo, bien en incurrir en gastos por este concepto que se antojan excesivos, dada la falta de oportunidad con que se realizan.

2.4 TRANSITO

2.4.1 Tránsito en carreteras

Las conclusiones experimentales emanadas de los tramos de prueba de la AASHO (Ref. 7) en relación con los efectos destructivos producidos por el tránsito, han sido casi universalmente aceptadas. De ahí que el procedimiento para valuar el tránsito acumulado en función de ejes sencillos de 8.2 ton, también se haya popularizado y está conduciendo rápidamente a una uniformización de criterios muy conveniente.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM (Refs. 6 y 7), ha introducido un método simple para valuar el tránsito basado en estas ideas, desplazando el antiguo concepto de "vehículos con capacidad de carga igual o mayor de 3 ton", que adolece de ambigüedades e imprecisiones.

En la práctica, sin embargo, se ha tropezado con algunas dificultades principalmente como consecuencia del tipo de aforos que se realizan actualmente, los cuales clasifican al tránsito en tres tipos de vehículos: automóviles (A), autobuses (B) y camiones (C). Se puede comprobar que la subclasificación de los vehículos tipo C (C-2, C-3, T2-S1, T2-S2 y T3-S2) es necesaria en la aplicación del método de diseño de espesores propuesto por el mismo Instituto de Ingeniería, ya que puede redundar en un sobrediseño de 2 a 4 cm, cuando se agrupan en forma simplificada a los vehículos tipo C como constituidos exclusivamente por T2-S1, por ejemplo.

Lo más recomendable para solventar este problema es tratar de contar con datos de aforos más completos. En México se carece actualmente de información fidedigna de cada camino en particular, excepto en las carreteras de cuota. Sin embargo, los valores indicados en la Tabla 6, deducidos de varias

fuentes oficiales, pueden ser tomados como una hipótesis realista para caminos comunes de la red federal, es decir, excluyendo caminos especiales, como son los mineros, los de plantas industriales o de aserraderos, donde el tipo de camiones es muy uniforme y definido.

TABLA 6

Camión tipo	Composición relativa (%)
C2	70
C3	7
T2-S1	9
T2-S2	7
T3-S2	7

El número de vehículos tipo T2-S2 ha tendido a permanecer estático en los últimos años. En cambio han aparecido en el mercado nuevos modelos de camiones, como son los autobuses de tres ejes y los remolques de seis ejes, pero su tránsito por nuestras carreteras no llega a ser significativo, así como el de los remolques especiales que transportan equipos de construcción.

Uno de los factores del tránsito que tienen mayor influencia en el diseño de pavimentos es el que se refiere al pronóstico de su crecimiento, sobre todo en aquellos caminos que abren nuevas rutas con zonas económicas de difícil valuación. Se ha podido constatar que sistemáticamente las tasas de crecimiento han sido subestimadas en muchos caminos de este tipo. En lo que atañe al diseño de pavimentos, existe la convicción de que es preferible sobreestimar su tasa de crecimiento y programar su construcción por etapas, a reserva de verificar la evolución del tránsito con oportunos y sistemáticos aforos. Este criterio evita reconstrucciones costosas, ya que el refuerzo de la estructura se hace en los niveles inferiores (sub-base), en vez de colocar sobrecarpas asfálticas, a veces de gran espesor y en condiciones de dilación del tránsito muy críticas.

En la parte superior de la Fig. 2 se presenta la solución gráfica para valuar el tránsito acumulado en ejes sencillos de 8.2 ton, conforme al método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (Ref. 7). La mezcla del tránsito se ha tipificado en tres composiciones convencionales del tipo ABC, pero considerando la proporción relativa indicada en la Tabla 6 respecto a los camiones. Las composiciones propuestas en la Fig. 2 corresponden a variaciones de transitos en carreteras mexicanas de tipo agrícola o turístico (I), o bien de zonas industriales o madereras (II); la composición tipo II corresponde simplemente a una interpolación de los dos anteriores.

Se insiste en la conveniencia de verificar la evolución de los transitos reales, una vez puesto en operación un proyecto dado, con el objeto de calibrar

69

II - 56

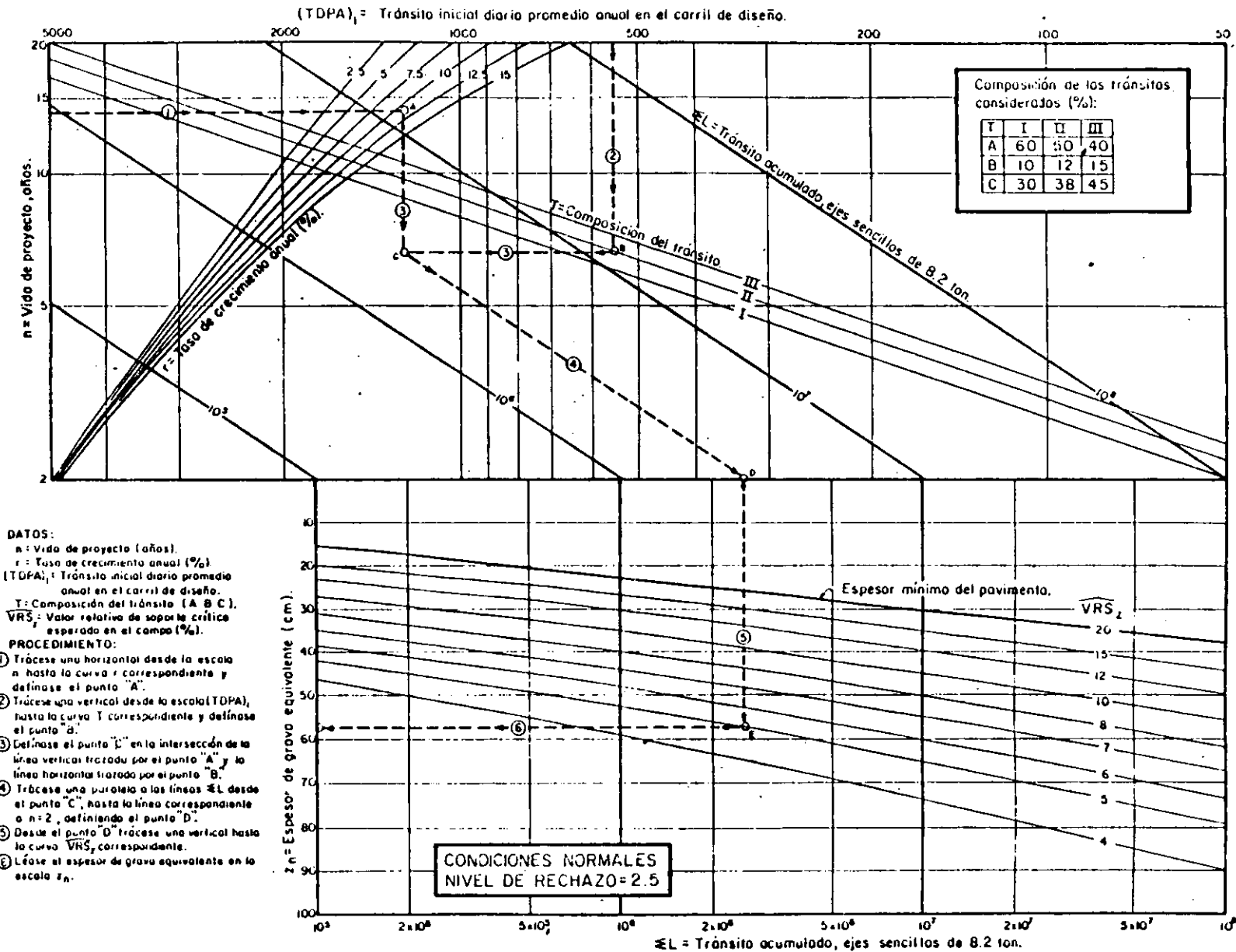


Fig. 2 Nomograma para el diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras.

apropiadamente el diseño estructural y conocer con oportunidad las necesidades que se vayan generando, como consecuencia de un crecimiento imprevisto.

2.4.2 Tránsito en aeropistas

En materia de aeropistas en el pasado se introdujo el concepto de "cubrimiento", debido principalmente a la distribución del rodamiento y de contactos en las operaciones de aterrizajes y despegues en las pistas. Este concepto ha ido decayendo en su aplicación práctica en las aeropistas mexicanas por las siguientes razones:

a) Nuestros aeropuertos en su mayor parte están constituidos por una pista y dos tramos de acceso, con especificaciones geométricas mínimas.

b) Generalmente las pistas carecen de calles de rodaje laterales.

c) La precisión de las modernas aeronaves en las operaciones de aterrizajes, despegues y rodajes, se ha ido acrecentando, en vista de las amplitudes de estas aeronaves, que no permiten grandes desvíos.

Estos puntos convergen en una mayor canalización dentro de los 8 m centrales de la faja de rodamiento, invalidando la supuesta distribución del tránsito y haciéndose necesario hablar más bien de "número de pasadas de la aeronave de diseño" que de cubrimientos. En México puede decirse que el número de pasadas de una aeronave comercial de las que operan normalmente en la actualidad (DC-9, Boeing 727, DC-8, DC-10 y Boeing 747), coinciden con el doble del número de operaciones en las zonas adyacentes a las cabeceras.

Otro factor cuya importancia va siendo cada vez más relevante es el relativo a la operación mezclada de diversas aeronaves. Por esta razón ha nacido la necesidad de normalizar la aeronave de diseño, para poder aplicar el concepto de "equivalencia de carga", en similitud al procedimiento que se utiliza en carreteras basado en los tramos experimentales de la AASHO. Se ha seleccionado la aeronave modelo DC-8 de 136 ton (Ref. 9), como prototipo para estos fines.

De los análisis de daño por fatiga efectuados por Deacon (Ref. 9), es posible deducir las equivalencias para diversos modelos de aeronaves comerciales, con referencia al tipo DC-8 de 136 ton de peso. Las tres gráficas ilustradas en la Fig. 3, corresponden respectivamente a los tres tipos de arreglos del tren de aterrizaje usuales que utilizan las modernas aeronaves: cuatro llantas en dos piernas (TYP4), arreglo en tandem en dos piernas (TYP8) y cuatro piernas en tandem (TYP16).

En la Tabla 7 se presenta una forma para proceder al cálculo del tránsito aéreo de diseño, en pasa-

das de DC-8, basada en el concepto de carga equivalente.

2.5 METODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Como se ha mencionado en incisos anteriores, el diseño estructural de una obra vial implica la aplicación de una serie de criterios y tecnologías en donde la Ingeniería de Suelos tiene el papel más relevante (Refs. 16 y 17). La exploración del terreno de cimentación, los criterios de estabilidad de taludes, de empuje de tierras para el análisis de muros de contención y de asentamientos en terrenos compresibles, son problemas bien definidos en el área de la Mecánica de Suelos, cuya solución es factible empleando los medios clásicos que esta rama de la ingeniería ha desarrollado.

Los problemas inherentes a los suelos expansivos (Ref. 20) y a los que presentan una alta deformabilidad elástica, aún tienen una gran cantidad de experimentación e investigación que realizar para contar con una metodología de diseño aceptable. No obstante ya existen herramientas preliminares para lograr ese desarrollo, dentro del campo de la Mecánica de Suelos.

En el diseño de la superestructura a la que llamamos pavimento existe una superabundancia de métodos impresionantes, que van desde simples reglas empíricas a elegantes modelos matemáticos. En esta parte se proponen los métodos que, por contemplar las variables de mayor significación en el problema y por ofrecer tecnologías relativamente simples, pueden ser aplicados en nuestro medio.

2.5.1 Pavimentos asfálticos

La tecnología mexicana de diseño de estas estructuras en carreteras data de los años cuarentas y se basó desde un principio en pruebas del tipo CBR. En el año de 1955 la SCOP, después de algunas adaptaciones y modificaciones, integró un método empírico cuyas variables significativas fueron cuatro condiciones de tránsito, referidas al número de camiones con capacidad de carga igual o mayor de tres toneladas en un solo sentido, en relación con el VRS modificado de las diversas capas que constituyen la estructura (Método de prueba descrito en el Inciso 108-13, Ref. 18).

No fue sino a partir de 1962 cuando a través del Instituto de Ingeniería de la UNAM se iniciaron estudios teórico-experimentales tendientes a obtener métodos de diseño más apropiados y de acuerdo con las particulares condiciones de nuestro País. Estas investigaciones han cristalizado en 1974 en el planteamiento y proposición concreta de un método cuya aplicación se encuentra apenas en su etapa inicial (Ref. 7), por lo que su bondad sólo podrá ser valorada en los años por venir. La probabilidad de éxito es muy alta, debido a la base experimental a escala natural en la que se fundamenta; la compatibilidad que muestra este método con los resultados experimentales obtenidos en la prueba de la AASHO (Ref. 7) es muy signifi-

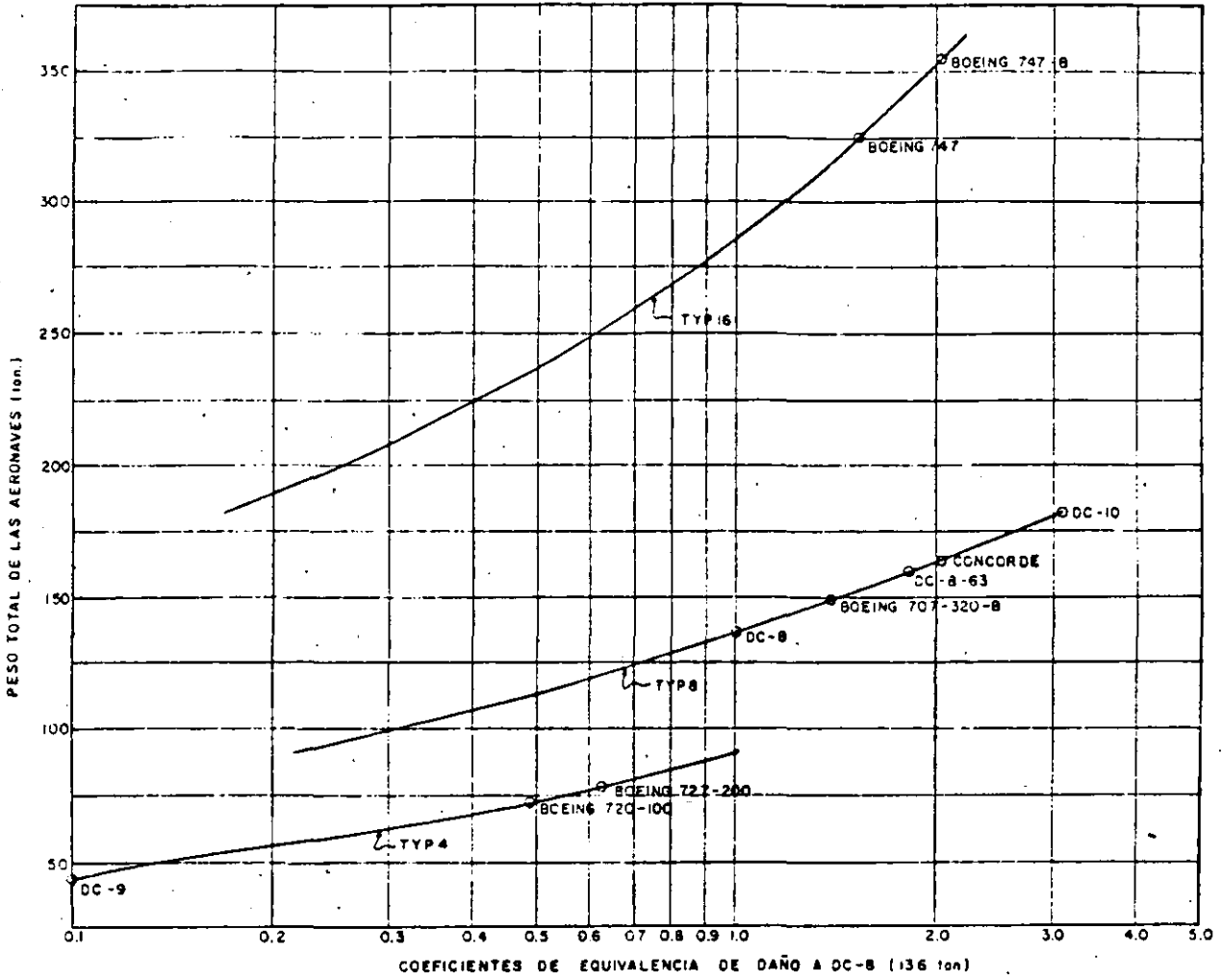


Fig. 3 Gráficas de equivalencias de daño máximo por fatiga para aeronaves (Deacon).

TABLA. 7 DETERMINACION DEL NUMERO DE PASADAS EQUIVALENTES A DC-8(136ton).

AERONAVE			OPERACIONES DIARIAS	TASA DE CRECIMIENTO (%)	PASADAS EN LA VIDA UTIL	COEFICIENTE DE EQUIVALENCIA (Fig.3)	PASADAS EQUIVALENTES A DC-8 (136ton)
TIPO	MODELO	PESO (ton)					
TYP4							
TYP8							
TYP16							
TOTAL							

cativa.

Para calificar e ir ajustando este método apropiadamente a través de su empleo en la práctica, es imprescindible que se cumplan las siguientes condiciones:

a) Obtener datos de aforos de tránsito confiables y lo más completos posibles, con pronósticos de proyección también confiables. Para este último objeto se requieren verificaciones periódicas y sistemáticas, mediante aforos posteriores a la construcción.

b) Determinar fidedignamente los valores relativos de soporte (VRS) de los materiales que constituyen las diversas capas de la estructura. En el laboratorio se sugiere emplear la tecnología recomendada por el Cuerpo de Ingenieros, compactando los especímenes a dos energías, según se comentó en el párrafo 2.3. En el campo y para efectos de control de calidad o de evaluación de estructuras construidas, el VRS se puede determinar mediante la prueba de campo, o bien sobre muestras inalteradas, empleando métodos estadísticos para su interpretación; la población estadística más abundante se puede obtener en base a los pesos volumétricos secos "in situ" y a los contenidos de agua. En cualquier caso los VRS deben determinarse en condiciones saturadas, puesto que se han encontrado algunas discrepancias y contradicciones en los VRS a contenido de agua de moldeo.

c) Llevar a cabo un control de calidad apropiado durante la construcción del proyecto, para vigilar que las condiciones de diseño se cumplan y, en su defecto, realizar los ajustes que se consideren pertinentes. Estos ajustes y los datos de control de calidad deben retroalimentar el sistema de diseño.

d) Realizar estudios de evaluación de pavimentos, periódica y sistemáticamente, con el objeto de verificar los datos de partida y analizar su comportamiento bajo las condiciones reales de trabajo.

e) Es de importancia fundamental para crear una auténtica experiencia institucional, construir en proyectos típicos uno o más tramos experimentales de prueba, adecuadamente instrumentados, para seguir fomentando la investigación en este campo, sobre todo en lo que se refiere a los efectos de las condiciones regionales y el comportamiento de suelos expansivos o elásticos. En virtud de que este método contempla como falla de la estructura un nivel de servicio de 2.5, para caminos en condiciones normales o de 2, para caminos secundarios en condiciones favorables, es de suma importancia que los tramos de prueba no sean reparados antes de llegar a ese nivel.

En la Fig. 2 se presenta un ábaco para el diseño de pavimentos flexibles en carreteras bajo condiciones normales, que es substancialmente el propuesto por el Instituto de Ingeniería con las simplificaciones de la estimación del tránsito comentadas en el párrafo 2.3. El dimensionamiento de las capas superiores

a la subrasante, es decir, de la sub-base, base y carpeta asfáltica, debe involucrar el cumplimiento de las normas de calidad y las especificaciones constructivas de cada proyecto, así como las recomendaciones de estructuración contenidas en la Tabla 1.

El empleo rutinario de este procedimiento no invalida la posibilidad de utilizar en casos especiales otros métodos, que presentan algunas ventajas en lo que se refiere a la determinación de los parámetros de resistencia.

Los diseños estructurales de pavimentos asfálticos en aeropistas, han sido elaborados conforme a las gráficas recomendadas para cada tipo de aeronave, basadas en el método del Cuerpo de Ingenieros. No obstante, debido al incremento explosivo del tránsito aéreo en algunos aeropuertos mexicanos, su vida útil se ha visto reducida, habiéndose realizado estudios adicionales de evaluación para su rehabilitación y refuerzo. La carencia de datos de operaciones y sobre todo de proyección en México, plantean la necesidad de atender este importante aspecto. Por otra parte, también se hace necesario introducir el concepto de tránsito acumulado de una aeronave tipo, conforme se comentó en el párrafo 2.3.

Otro aspecto que es necesario contemplar en la estructuración de los pavimentos para aeropistas es el que se refiere al empleo de secciones no tradicionales, a base de capas tratadas y estabilizadas con cal, cemento o asfalto, debido principalmente a los niveles de esfuerzo tan elevados que transmiten las aeronaves en la superficie. De esta manera se ha llegado a reestructurar muchos pavimentos con losas de concreto hidráulico en las fajas críticas de rodamiento, dando lugar a los llamados pavimentos mixtos.

En la Fig. 4 se presentan las gráficas de diseño estructural que se pueden aplicar, cuando se estima el tránsito aéreo en función del número de pasadas acumuladas de aeronaves tipo DC-8 de 136 ton de peso y tomando como parámetro de diseño el VRS, determinado de acuerdo con la tecnología del Cuerpo de Ingenieros.

Considerando que las estructuras para aeropistas se ubican generalmente sobre zonas de suelos difíciles, con drenaje deficiente y que, por otra parte, su dimensionamiento requiere mayores recursos tecnológicos, se estima que sería muy deseable emplear métodos que utilicen pruebas de tipo triaxial, para determinar los parámetros de resistencia. El método de Ilveem cuenta con ese recurso, además de considerar problemas de expansión de los suelos, hártamente frecuente en estas obras. Por esta razón, en la Fig. 5 se presentan las gráficas tentativas de diseño por este método, las cuales fueron extrapoladas de las correspondientes de carreteras (Ref. 3), considerando las características geométricas de arreglo de llantas y presión de inflado de las aeronaves tipo DC-8, de 136 ton.

73

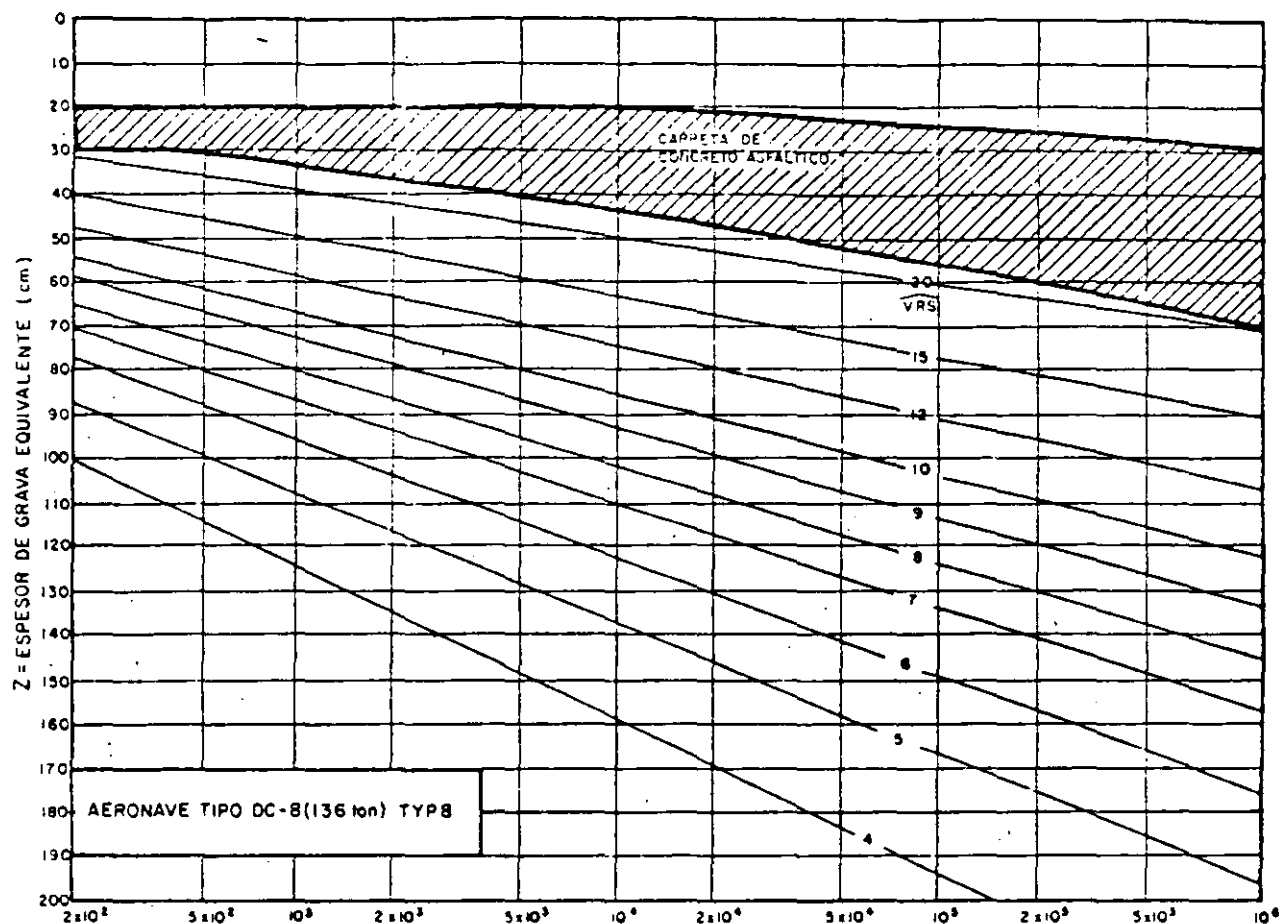


Fig. 4 Curvas de diseño para pavimentos flexibles de aeropistas (Método del cuerpo de Ingenieros).

2.5.2 Pavimentos de concreto

Aún cuando en México se tiene relativa poca experiencia en diseño y construcción de pavimentos carreteros con concreto hidráulico, parece fuera de duda que la práctica usual recomendada por Portland Cement Association de los Estados Unidos (Ref. 14) es la más apropiada para ser utilizada en México, empleando concreto hidráulico simple con elementos de transmisión a base de machimbres y pasajuntas. Por esta razón se estima innecesario hacer más comentarios al respecto, para los fines que se persiguen en el presente trabajo.

En lo que respecta al diseño de pavimentos rígidos para aeropistas, en nuestro medio se han aplicado los criterios de la Portland Cement Association (Ref. 13) desde hace aproximadamente dos décadas; el comportamiento exhibido por los pavimentos así diseñados ha sido bastante satisfactorio en general. Se ha procurado, en aras de la economía, utilizar pavimentos rígidos sólo en aquellas áreas consideradas como críticas y en aeropuertos de alto tránsito. Por tal motivo, también para el caso de aeropistas se recomienda que se siga usando este procedimiento y

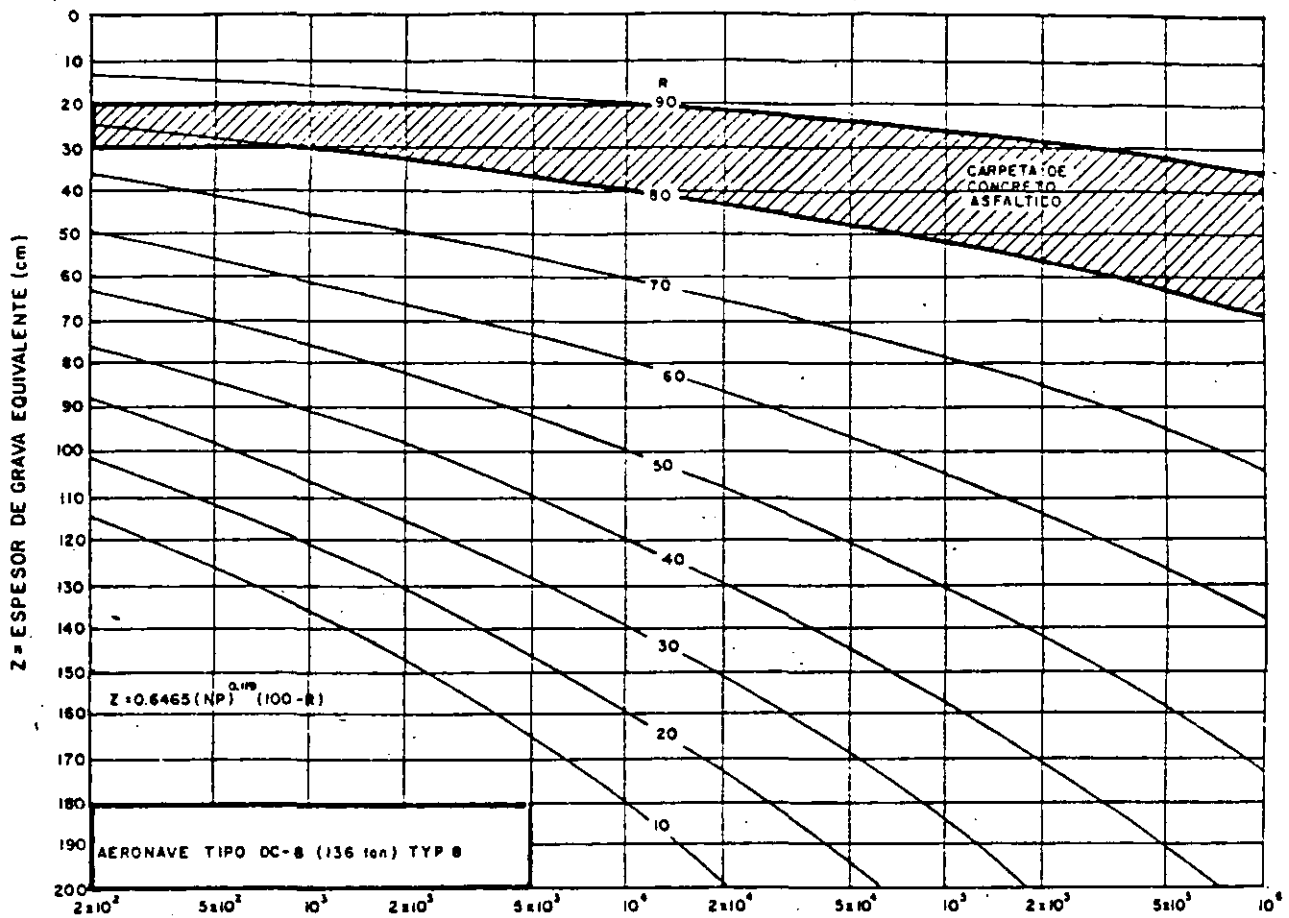
se sugiere que se siga observando su comportamiento, con miras a estudiar la posibilidad de abatir los factores de seguridad que se han aplicado, según recomienda esta institución.

2.6 EVALUACION ESTRUCTURAL

Hoy por hoy ha de reconocerse que los estudios de evaluación estructural de carreteras, como herramienta que se utilice por sistema para la rehabilitación, refuerzo o simple conservación de pavimentos, prácticamente no existen en nuestro medio. Normalmente estos estudios se han llevado a cabo cuando el estado de deterioro del camino requiere una rehabilitación mayor del pavimento, si no es que una reconstrucción total. Dentro de las razones que asisten a la realización de estos estudios (Ref. 22), se encuentra el poder planear oportunamente los programas de mantenimiento y establecer los tramos que requieren una atención más inmediata. Es por ello que se estima urgente y necesaria su implantación, con el objeto de aprovechar al máximo los recursos con que se cuenta.

De primordial importancia se considera el eva -

79

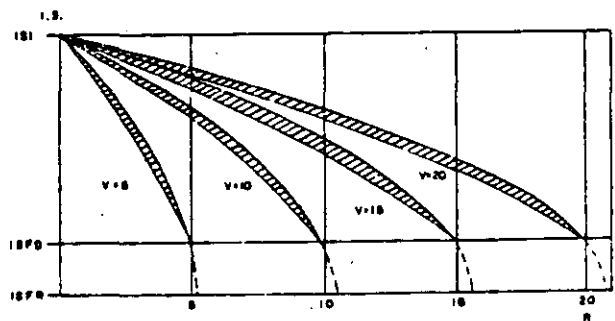


NP = NUMERO ACUMULADO DE PASADAS EQUIVALENTES A DC-8 (136 ton)

Fig. 5 Curvas tentativas de diseño para pavimentos flexibles de aeropistas (Método de Hveem).

luar la estructura total del camino, conforme a los conceptos vertidos en este trabajo. Ignorar la interacción de la estructura con el terreno de cimentación, el estado y características de las terracerfas o las condiciones de drenaje y subdrenaje, pueden conducir fatalmente a fracasos que pueden llegar a traducirse en trabajos de conservación costosos y muy prolongados.

Una elemental necesidad de prácticamente todos nuestros caminos es la determinación de la apreciación de servicio actual de una manera periódica y sistemática, conforme al método subjetivo implantado por la AASHO en sus tramos de prueba (Ref. 22). La acumulación de estos datos vertidos en gráficas como la que se muestra en la Fig. 6, permite de una manera objetiva y simple estimar la vida remanente de los pavimentos, o bien programar con suficiente anticipación la necesidad y profundidad de los trabajos de conservación que se requieren para prolongar su vida útil.



- LS. Índice de Servicio
- ISI. Índice de Servicio Inicial (5.0 a 4.0)
- ISA. Índice de Servicio Actual
- ISFD. Índice de Servicio final deseable (2.5 a 2.0)
- ISFR. Índice de Servicio final de rechazo
- n. Número de años
- V. Vida útil en años

Fig. 6 Estimación de la vida remanente de pavimentos en función de la historia de su comportamiento.

En la gráfica de la Fig. 6 basta ajustar la escala vertical en base al índice de servicio con que se inicien las mediciones (ISI), el nivel final deseable de servicio (ISFD), el cual normalmente no debe ser inferior a dos y las determinaciones posteriores de la apreciación de servicio del camino, para que, por extrapolación se conozca su vida remanente. Ahora bien, para que los trabajos de conservación puedan ser considerados como normales, el índice de servicio no debe ser menor de tres.

Es obvio que en nuestro medio no se haya sistematizado ningún procedimiento de evaluación mecánica de estructuras en carreteras, empleando pruebas no destructivas, aún cuando en algunos proyectos se hayan empleado dispositivos tales como la viga Benkelman o el Dynaflect.

A reserva de poder desarrollar una tecnología propia, se propone adoptar la siguiente metodología, basada en el estado actual de conocimientos en la rehabilitación de pavimentos (Refs. 2, 4, 11 y 15).

a) Estudios de comportamiento-servicio, incluyendo la determinación de la apreciación de servicio actual, (Método subjetivo de la AASHO), la determinación de la rugosidad del pavimento con rugómetros o perfilógrafos y el análisis de deterioros superficiales (Método de la Asociación de Caminos y Transportes del Canadá Ref. 11).

b) Determinación de la capacidad estructural del pavimento, mediante las pruebas no destructivas y metodología recomendada por el Departamento de Carreteras de California, ya sea empleando la viga Benkelman y curvímeter Dehlen o el dispositivo denominado Dynaflect. Este procedimiento descrito en la Ref. 4, ha sido modificado recientemente, a la luz de una mayor información de evaluaciones de 450 carreteras (Ref. 2). En principio se estima que este procedimiento tiene aplicabilidad en nuestro medio, principalmente porque se ha desarrollado para carreteras localizadas en climas de inviernos moderados (temperatura mínima comprendida entre -1 y 10°C). Por otra parte, la revisión del método original condujo a la gráfica de diseño de sobrecarpas de concreto asfáltico que se muestra en la Fig. 7, que simplifica notablemente el procedimiento.

Los métodos actuales basados en la determinación de deflexiones consideran criterios de falla estructural por fatiga. Por este motivo, en toda evaluación se requiere hacer consideraciones especiales en lo que se refiere a la reflexión de deterioros superficiales y a la determinación de la capacidad estructural por resistencia al esfuerzo cortante. Para solventar el primer problema, que se desprende del levantamiento de deterioros, se ha recurrido a reglas empíricas que habría que observar en nuestro país, mediante tramos de prueba, antes de decidir cualquier recomendación.

Para la determinación de la capacidad estructural

tal por resistencia al esfuerzo cortante, la recomendación más apropiada consiste en realizar la exploración directa de la estructura, el muestreo inalterado y la programación de ensayos de laboratorio adecuados, conforme a la naturaleza del problema. En estos casos los métodos no destructivos suelen complementar con valiosa información los resultados de los métodos directos y permiten hacer zonificaciones de problemas o condiciones similares.

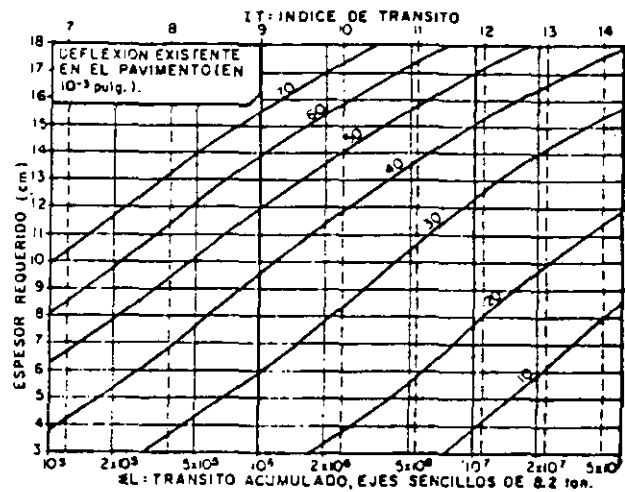


Fig. 7 Gráfica de diseño de sobrecarpas de concreto asfáltico (Método de California, revisado 1976).

Dentro de las técnicas de evaluación se requiere valorar el espesor efectivo de la estructura actual, conforme al estado de deterioros que presente y a la calidad de los materiales que la constituyen. Para tal objeto se sugiere aplicar los factores que se muestran en la Tabla 8, recomendados por el Highway Research Board (Ref. 11).

La evaluación estructural de aeropistas básicamente se ha llevado a cabo empleando las mismas técnicas comentadas en los párrafos precedentes. Los procedimientos utilizados normalmente son los que recomienda el Departamento de Transportes de Canadá (Ref. 10) o bien el método de Número de Clasificación por Cargas (LCN), que determina el comportamiento del conjunto al aplicar cargas repetidas de magnitud equivalente a las de las aeronaves, mediante dispositivos de placas rígidas. Este último procedimiento es el que se considera más apropiado para aplicarse en pavimentos rígidos.

Para aeropistas con sección estructural hasta de 65 cm de espesor el método canadiense ha resultado confiable, con la ventaja de ser muy rápido. Las curvas de correlación entre las deflexiones medidas con viga Benkelman y la capacidad de carga en placa (75 cm de diámetro, 1,27 cm de deflexión y 10 repeticiones de carga), desarrolladas por el Departamento del Transporte de Canadá (1969), permitieron la construcción del ábaco que se muestra en la Fig. 8.

76

TABLA 8. FACTORES DE CONVERSION A GRAVA EQUIVALENTE PARA ESPESORES DE CAPAS DE PAVIMENTOS CONSTRUIDOS, PARA SU EVALUACION

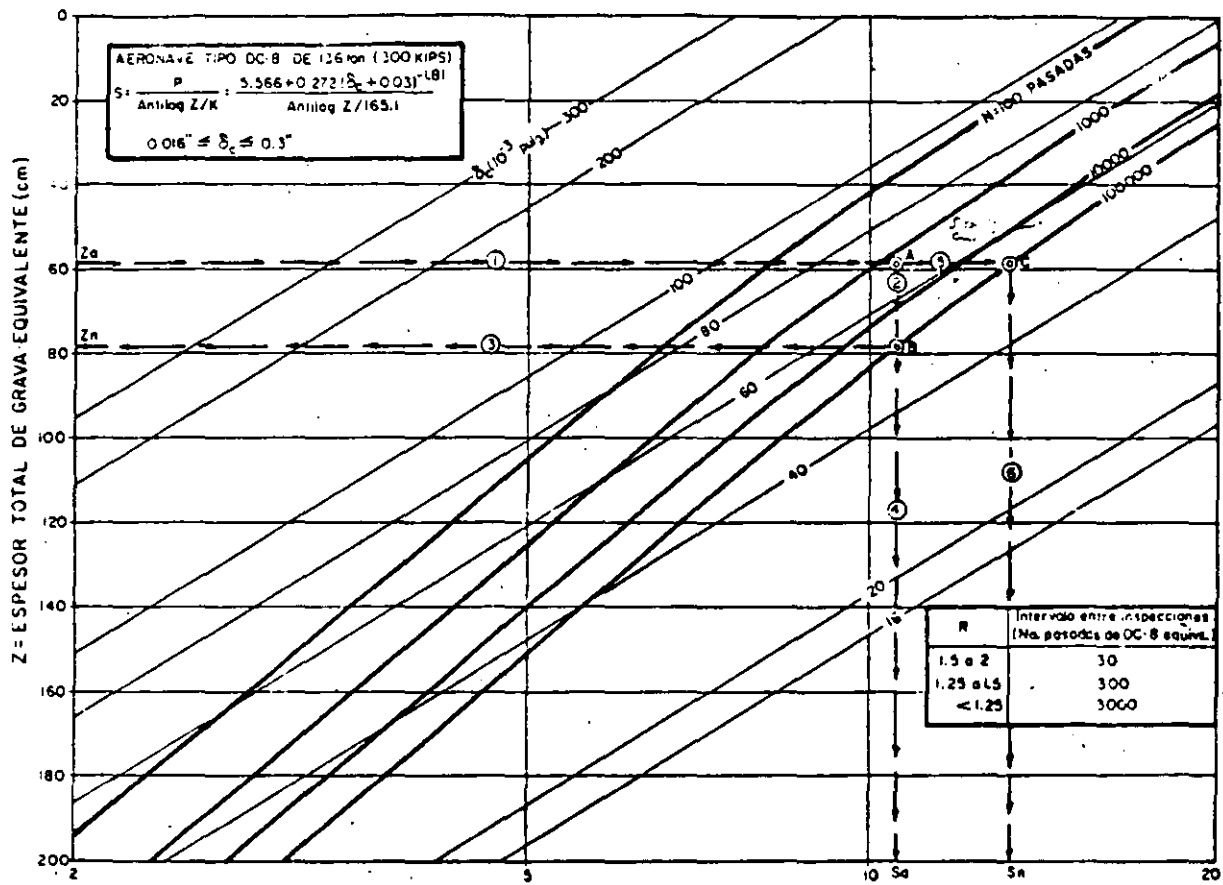
Clasificación	Descripción y condiciones de los materiales y de las capas del pavimento	Factores de GE
I	Materiales de subrasante comunes	0.0
II	a) Subrasantes mejoradas y revestimientos, constituidos predominantemente con materiales granulares. $IP \leq 10$	0.0-0.4
	b) Subrasante tratada con cal. $IP \text{ original} > 10$	0.0-0.4
III	a) Sub-bases o bases granulares razonablemente bien graduadas, con agregados sanos. $VRS > 20$ con $IP > 6$, con $IP < 6$.	0.4 0.6
	b) Sub-bases y bases tratadas con cemento. $IP \text{ original} \leq 10$	0.4-0.6
IV	a) Base granular de buena graduación ($Z 1$ o 2). $LL < 30$; $EA > 50$; $VRS > 100$	1.0
	b) Carpetas asfálticas con agrietamientos típicos bien definidos, con desprendimientos en las grietas y que exhiben deformaciones notables en las rodadas, mostrando evidencias de inestabilidad	0.6-1.0
	c) Bases tratadas con cemento que muestran agrietamientos extensivos y evidencias de inestabilidad	0.6-1.0
	d) Pavimento de concreto hidráulico fracturado en una frecuencia máxima de 60 cm - si el pavimento cuenta con sub-base de buena calidad (idem a IVa) - si el pavimento se encuentra apoyado sobre la subrasante	1.0 0.6
V	a) Carpetas asfálticas y bases tratadas con asfalto (base de concreto asfáltico, bases tipo macadam, mezclas en planta o en el lugar), que exhiben agrietamientos apreciables, sin desprendimientos en sus juntas y que presentan deformaciones leves en las rodadas ($y_{\max} \leq 2$ cm), permaneciendo esencialmente estables	1.0-1.4
	b) Bases tratadas con cemento con agrietamientos ligeros, que se encuentran bajo carpetas en condiciones estables	1.0-1.4
	c) Pavimento de concreto hidráulico agrietado apreciablemente, que presenta escalones en sus juntas; los fragmentos de las losas tienen áreas comprendidas entre 1.0 y 3.5 m ² y se encuentran bien apoyados en la subrasante	1.0-1.4
VI	a) Carpetas de concreto asfáltico que exhiben ligero agrietamiento no generalizado y deformaciones ligeras en las rodadas ($1 \text{ cm} \leq \bar{y} < 2 \text{ cm}$), en condiciones esencialmente estables	1.4-1.8
	b) Carpetas de mezclas asfálticas en el lugar, en condiciones estables, con agrietamiento casi nulo, sin exudación de asfalto y con deformaciones ligeras en las rodadas (\bar{y} idem a VIa)	1.4-1.8
	c) Bases tratadas con asfalto tipo macadam, de mezcla en planta o en el lugar	1.4-1.8
	d) Pavimento de concreto hidráulico en condiciones estables, que presenta poco agrietamiento en fragmentos no menores de 1 m ²	1.4-1.8
VII	a) Carpetas y bases de concreto asfáltico o pavimentos de concreto hidráulico en buenas condiciones de estabilidad, sin agrietamientos	1.8-2.0

para el diseño de refuerzos a la estructura de pavimentos para aeropistas. Este nomograma está referido a la aeronave de diseño tipo DC-8, de 136 ton, - por lo que es necesario aplicar el concepto de número de pasadas equivalentes, tal como se explica en el párrafo 2.4.2. Este procedimiento simplifica con ventaja el método original, puesto que elimina el catálogo tradicional de gráficas para cada aeronave que se analiza.

Lo mismo las carreteras que las aeropistas deben ser evaluadas periódicamente, a fin de conocer la evolución histórica de su comportamiento. Con esta política es posible establecer criterios de decisiones oportunos para los trabajos de mantenimiento.

2.7 BANCO DE DATOS

Cualquier tecnología, como las que se aplican en



S=CAPACIDAD DE CARGA A NIVEL DE LA SUBRASANTE EN TON. (PL 30",05 B, 10 REP).

DATOS:

- Za: Espesor total equivalente actual (cm).
- δc: Deflexión característica del tramo (pulg).
- N: número de pasadas equivalentes a DC-8

PROCEDIMIENTO:

- 1) Trácese una horizontal desde la escala Z en el valor de Za, hasta la curva δc correspondiente y defínase el punto "A".
- 2) Trácese una vertical desde el punto "A" hasta el N pronosticada para la vida útil del pavimento y defínase el punto "B".
- 3) Léase el espesor total equivalente necesario Zn, en la escala Z.
- 4) La capacidad de carga actual a nivel de la subrasante Sa, se encuentra prolongando la vertical que pasa por "A".
- 5) El punto C, se define prolongando la horizontal que pasa por el punto A, hasta la curva N=100,000.
- 6) La vertical que pasa por el punto C define en la escala S, la capacidad de carga necesaria a nivel de subrasante, Sn.
- 7) Calcúlese la relación de sobrecarga: $R = \frac{1.04 S_n}{S_a}$, que define el intervalo de servicio para fines de inspección del pavimento.

Fig. 8 Gráfica de diseño de sobrecarpas de concreto asfáltico de aeropistas. (Método de Evaluación del Departamento de Transportes del Canadá 1969).

pavimentos, basada en su mayor parte en observaciones directas de comportamiento, en ensayos de campo y laboratorio ciertamente arbitrarios y con fundamentos teóricos tan pobres, jamás podrá aspirar a un progreso científico verdadero, si la experiencia acumulada no se procesa apropiadamente, para su aplicación posterior en otros proyectos.

La Ingeniería de Sistemas cuenta con los medios apropiados para establecer un banco de datos que permita retroalimentar esa experiencia, para la optimización del sistema. Esta necesidad se hace imperiosa si se considera que nuestras tecnologías son "importadas" y que nuestros métodos se encuentran en estado de aplicación incipiente.

La implantación de un banco de datos se antoja fácil y accesible en nuestro País. Se considera como un medio eficaz para calibrar y corregir con fundamento las metodologías propuestas, así como coordinar las diferentes fases a las que se someten los proyectos. Cualquier opinión al respecto que no cuenta con este medio cae en una mera especulación.

En la Fig. 9 se ilustra un modelo para el banco de datos que se propone, aplicable a pavimentos (Ref. 12)

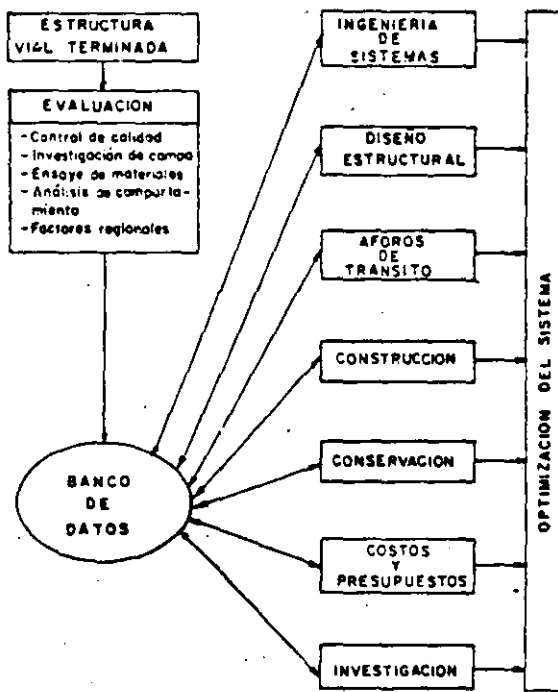


Fig. 9 Sistema para la retroalimentación de datos en el diseño de pavimentos.

2.8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conforme al contenido del presente trabajo se derivan las siguientes conclusiones y recomendaciones:

a) El diseño de las estructuras de carreteras y ac-

ropistas debe involucrar a la totalidad de las secciones, incluyendo terreno de cimentación, terracerfas y pavimento, así como considerar sus respectivas interacciones.

b) Unicamente al amparo de estudios teóricos y experimentales avalados por la Ingeniería de Suelos y desarrollados por expertos en la materia, podrá lograrse un avance efectivo en el diseño estructural de carreteras y aeropistas.

c) La tradicional división de estudios en geotécnicos y de pavimentación debe quedar abolida e integrarse en proyectos estructurales de obras viales.

d) A los estudios de capa subrasante se les debe conceder la máxima importancia, porque en ellos quedan involucrados trascendentes aspectos económicos.

e) Es imperativo fomentar el estudio de estructuras no tradicionales en los proyectos de pavimentos de caminos y aeropistas de alto tránsito, principalmente.

f) Debe estimularse el empleo de pavimentos de concreto hidráulico en aquellos proyectos de bajo requerimiento de conservación.

g) Especial atención debe ponerse a los estudios de drenaje y subdrenaje con el objeto de favorecer el buen comportamiento de las obras viales

h) Las equivalencias de las diversas estructuraciones usuales deben ser actualizadas conforme a las recomendaciones de las Tablas 1 y 2.

i) Las especificaciones, normas de calidad de materiales y procedimientos constructivos deben derivarse de los estudios particulares, más que apegar se a reglas de tipo general.

j) Se requiere una depuración de la tecnología actual en materia de ensayos de laboratorio para caracterizar los materiales empleados en las estructuras. En la Tabla 4 se incluyen recomendaciones a este respecto.

k) Para la determinación de los parámetros de diseño en pavimentos se recomienda adoptar en definitiva la tecnología empleada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

l) Para el análisis de suelos con alta deformabilidad elástica se hace necesario introducir técnicas especiales, basadas en ensayos por fatiga.

m) Para el análisis de suelos expansibles es más confiable aplicar los conceptos y técnicas tradicionales de la Mecánica de Suelos.

n) La estimación de los tránsitos en el diseño estructural de los pavimentos es fundamental. Se re-

79

quiere, por lo tanto, una información fidedigna y completa para establecer este parámetro. En las Figs. 2 y 3 se proponen procedimientos para la determinación de tránsitos, tanto para carreteras como para aeropistas.

o) La diversidad de métodos de diseño de pavimentos obliga a la necesidad de unificar y depurar los que se aplican actualmente en nuestro medio. Los métodos que se proponen en este trabajo son los que, en concepto del autor, contemplan las variables más significativas y que ofrecen tecnologías relativamente simples, pero de mayor confiabilidad, para la determinación de los parámetros que intervienen en el problema.

p) En las estructuras viales ya en operación es urgente e indispensable que se apliquen métodos de evaluación estructural actualizados. Se considera que estos métodos pueden contribuir a mejorar substancialmente los criterios actuales de conservación. Los procedimientos que se proponen en este trabajo contemplan un amplio espectro para analizar el comportamiento de las estructuras construidas y permitirán ajustar los métodos de diseño aplicados, así como mejorar las prácticas de construcción, control de calidad y mantenimiento.

q) Para lograr una optimización del sistema de diseño y evaluación estructural a más corto plazo y en forma efectiva, se recomienda la creación de un banco de datos que lo retroalimente fidedignamente en cada etapa del proyecto.

r) Se considera indispensable seguir estimulando y realizando investigaciones teórico-experimentales en la materia.

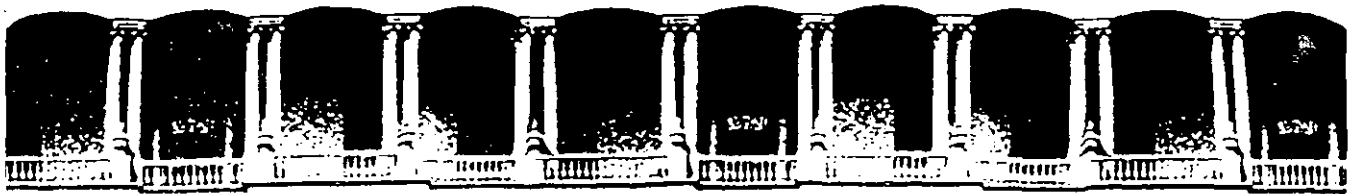
2.9 RECONOCIMIENTOS

Se agradece la aportación oral o escrita de las personas y organismos gubernamentales, descentralizados o privados que contribuyeron en alguna forma en el presente trabajo.

En su preparación directa participaron la Sra. Ana Ma. F. de Ibáñez y el Sr. Juan M. Narváez. Especial mención merece el Ing. Alfonso M. Elizondo, por su valiosa colaboración. Todos ellos pertenecen al personal de Geotec S.A., empresa que patrocinó esta contribución.

2.10 REFERENCIAS

1. Aguirre M. L., "Papel de la Mecánica de Suelos en la Tecnología de Pavimentos", VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sesión Especial -- Núm. 1: Pavimentos, Guadalajara, Jal. (1974).
2. Bushey R. W., Baumeister K. L. y Matthews J. A., "Structural Overlays for Pavement Rehabilitation" Pavement Design, Performance, and Rehabilitation, Transportation Research Record 572, p.p. 29-37, Transportation Research Board, Washington D. C. (1976).
3. California Division of Highways, Department of Public Works, "Materials Manual, Test Method - 301-C", Sacramento, Calif. (1966).
4. California Division of Highways, Department of Public Works, "Materials Manual, Test Method - 356-B", Sacramento, Calif. (1971).
5. California Division of Highways, Department of Public Works, "Standards and Specifications", p.p. 132-200, Sacramento, Calif. (1969).
6. Corro C. S., "Diseño de Pavimentos Flexibles, -- Comportamiento de los Tramos Experimentales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación 240, México D. F., (1970).
7. Corro C. S. y Prado O. G., "Diseño Estructural de Carreteras con Pavimento Flexible", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación 325, México, D. F. (1974).
8. Corro C. S., "Panorama Actual de la Investigación sobre Pavimentos en el Mundo", VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sesión Especial Núm. 1: Pavimentos, Guadalajara, Jal. (1974).
9. Deacon A. J., "Equivalent Passages of Aircraft -- with Respect to Fatigue of Flexible Airfield Pavements", Washington D. C. (1971).
10. Department of Transport of Canada, Air Services "Engineering Planning, Design and Construction Manual, Section I", Ottawa, Canada, (1969).
11. National Cooperative Highway Research Program "Pavement Rehabilitation, Materials and Techniques", Highways Research Board, Washington D. C. (1972).
12. Phang W. A., "Flexible Pavements Design in Ontario", Pavement Design and Management Systems, Transportation Research Record 512, p.p. 28-43, Transportation Research Board, Washington D. C. (1974).
13. Portland Cement Association, "Design of Concrete Airport Pavements", Skokie, Illinois (1955).
14. Portland Cement Association, "Thickness Design for Concrete Pavements", Skokie, Illinois (1966).
15. Quintero N. M., "Métodos de Diseño Actualmente en Uso para Pavimentos Flexibles", VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sesión Especial Núm. 1: Pavimentos, Guadalajara, Jal., (1974).
16. Rico R. A. y Del Castillo H., "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres", Volumen I, Editorial Limusa, México D. F. (1974).



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO 3

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE
OBRAS SUPERFICIALES**

19 AL 24 OCTUBRE 1992

COMPACTACION

**ING: MANUEL J. MENDOZA L.
INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM**

CONDICIONES QUE INFLUYEN EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACION DE SUELOS

Manuel J. MENDOZA L.
Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

RESUMEN Se analizan las diversas condiciones experimentales que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Se trata primordialmente lo referente a los suelos cohesivos, enfatizando la objetividad y representatividad de las pruebas de laboratorio, en relación a la compactación de campo. Se presentan resultados de propiedades mecánicas de suelos cohesivos compactados que se ven modificadas por el procedimiento de compactación.

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Las vías terrestres, como cualquier otra obra térrea que construye el hombre como infraestructura para su servicio y bienestar, deben mostrar un comportamiento mecánico acorde a las necesidades para las que fueron construidas. Para proporcionarles a los suelos que constituyen esas obras las características deseables, siempre surge la compactación como el medio de estabilización y mejoramiento más adecuado y barato.

La compactación es posiblemente la actividad geotécnica más antigua que ha realizado el hombre; en el principio, mediante su propio paso o el de animales en brechas y bordos. Sin embargo, no fue sino hasta la década de 1930, con los artículos publicados por Proctor, cuando se establecieron de manera consciente las bases experimentales de la relación peso volumétrico seco, γ_d - contenido de agua de compactación, w - energía de compactación, E_c . De ese entonces a la fecha se han realizado numerosos estudios de campo y laboratorio con suelos compactados, cuya naturaleza trifásica determina un comportamiento mecánico complejo; la interacción entre fases en los suelos cohesivos compactados se complica todavía más por el tamaño y mineralogía de sus partículas. La mayoría de esos estudios han aportado conocimientos acerca del qué, estableciendo relaciones fenomenológicas entre propiedades tales como la resistencia cortante, compresibilidad y permeabilidad y por la otra, la relación $\gamma_d - w - E_c$. Asimismo se ha avanzado primordialmente en el cómo, desarrollándose equipo de construcción con gran diferencia en peso, mecanismo de compactación, tracción e incluso grados de automatización y control de la operación; por su parte, el equipo de laboratorio se ha mejorado y se han desarrollado medios para compactar por amasado y vibración, acciones más apegadas a la operación de campo con ciertos equipos y materiales. La comple-

jidad antes citada de estos suelos aunada a su diversidad y variabilidad en la naturaleza, son los motivos por los que son reducidos los estudios que explican los por qué. Las investigaciones a nivel microscópico podrían, eventualmente dar respuestas explicativas en el futuro mediato, con base en la observación y caracterización de la estructura e interacción de sus componentes bajo esfuerzos externos.

La situación anterior ha llevado a una práctica cotidiana de la compactación con cierta componente empírica, perdiéndose en ocasiones el concepto de la compactación como medio para alcanzar ciertas propiedades ingenieriles deseadas, por el erróneo de la compactación por sí misma.

1.2 Objetivos

Se analizan en este trabajo las diversas condiciones que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Tales pruebas se tratan ya sea como el medio para establecer las propiedades deseadas de cierto suelo y sus parámetros de diseño para un problema dado, o bien como la operación para ejercer el control de calidad de cierta obra; se enfatiza el primer aspecto, revisando lo relativo a la representatividad de los ensayos de laboratorio.

La mayor parte de este trabajo se refiere a los materiales térreos compactables, de acuerdo con la norma mexicana (ref 1), y de éstos los que poseen un porcentaje apreciable de suelos finos, lo que les proporciona un comportamiento cohesivo. Tales suelos podrían presentarse en el cuerpo de terracerías o bien en la capa sub-rasante de vías terrestres.

2. REPRESENTATIVIDAD DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

2.1 Principio de representatividad

Un principio básico general de los ensayos de laboratorio es que el material de prueba sea lo más semejante en características mecánicas al material del prototipo y que además, se vea sometido a equivalentes acciones externas tales como esfuerzo aplicado o gradiente hidráulico de la obra real. En lo que se refiere a la compactación de suelos, esta representatividad se ha intentado dar por impactos o presión estática, primero, y por amasado o vibración, o bien con alguna combinación de estos procedimientos, en años más recientes.

2.2 Tipos de compactación y su representatividad

El procedimiento de impactos sistematizado por Proctor vio pronto la aparición del procedimiento de presión estática propuesto por Porter, iniciándose así una discusión que todavía persiste entre quienes defienden la técnica de impactos que permite definir con facilidad la energía de compactación y aquellos que consideran que la aplicación de presión estática es más simple y rápida, y por tanto, un ensayo más conveniente.

La mayor parte de los estudios (refs 2 y 3) realizados al respecto, se han enfocado a la comparación de los pesos volumétricos secos máximos y de los contenidos óptimos de agua de distintos suelos, en ambas pruebas de compactación en el laboratorio. De esta manera se ha podido verificar que los valores de $\gamma_{d,max}$ resultantes de los ensayos Proctor SOP y Porter son comparables y parece existir una relación confiable entre ellos. En general se puede señalar que un suelo cuyo producto " $I_p \cdot (\% < 200)$ " es alto, se compacta más eficientemente por medios estáticos que por impactos y viceversa.

Sin embargo, la discusión de estos tipos de compactación con base sólo en el $\gamma_{d,max}$ que alcanzan en cada una de ellas, excluye a las propiedades mecánicas generadas por uno u otro tipo de densificación. Unos resultados que muestran la importancia de esta consideración son los presentados en la ref 4 y que se resumen en la Tabla I. Al compactar 15 especímenes de cada suelo y con cada tipo de compactación, en los que se reprodujeron el mismo peso volumétrico seco y semejante contenido de agua, se obtuvo que los valores relativos de soporte en condiciones saturadas de los especímenes compactados estáticamente, fueron prácticamente del doble de los densificados por impactos.

La consideración de la cabal representatividad de un ensayo de compactación de laboratorio, es de particular importancia para especificar racionalmente la compactación de campo; no así para el control de calidad de la misma, para cuya realización se pueden emplear incluso otras técnicas indirectas.

Tabla I. Comparación de los valores relativos de soporte para suelos compactados estáticamente y por impactos (Ref 4)

Suelo	w_L %	I_p	% que pasa Malla 200	V R S			
				IMPACTOS		P. ESTÁTICA	
				\bar{X}	CV	\bar{X}	CV
1	38	18	29	11.1	7.6	21.8	4.2
2	43	20	74	12.4	5.6	22.1	1.8
3	40	20	90	11.7	6.5	22.5	1.9

\bar{X} = valor promedio

CV = coeficiente de variación

Por otra parte, al compararse entre sí dos tipos de compactación de laboratorio y al no establecer ninguna relación con los resultados de la compactación de campo, se desvirtúa o no se atiende al principio de que "... las pruebas de laboratorio sólo se justifican en términos de su representatividad de los procesos de campo que producen", ref 5; así pues, persiste la pregunta acerca de cuál tipo de compactación de laboratorio representa más fielmente la compactación que ejercen los equipos modernos de compactación en el campo.

La representatividad de las pruebas de impactos se ha puesto en duda, ya que ante la acción dinámica del impacto, las paredes rígidas del molde ejercen cierto confinamiento y con ello restricciones al desplazamiento lateral de las partículas, lo cual no ocurre en el campo por el reducido confinamiento superficial.

Por otra parte, la compactación estática basa su densificación primordialmente en el acercamiento relativo y uniforme de los granos, grupos o partículas en la dirección de la compresión, con mínimo desplazamiento lateral. Por el bajo confinamiento antes citado, sobre todo en las primeras pasadas de un equipo de compactación en el campo, los componentes del suelo sufren desplazamientos laterales de importancia, ya que como se explica en el mecanismo de indentación de Prandtl del cual se derivó la solución de Terzaghi al problema de capacidad de carga, la penetración origina desplazamiento de las porciones contiguas laterales.

Las consideraciones simples antes expuestas no apoyan a la compactación por presión estática y al parecer su permanencia de uso, sólo se justifica por la sencillez de su realización y la costumbre establecida; la objetividad de su estandarización para definir el óptimo podría incluso objetarse.

Para el caso de los suelos cohesivos se ha reconocido el hecho de que la compactación por amasado en el laboratorio reproduce más fielmente la estructura de un suelo densificado con rodillos pata de cabra o rodillos neumáticos. En efecto, en un estudio efectuado por

el Cuerpo de Ingenieros (E.U.A.) y reportado en una cuidadosa investigación de la Universidad de Harvard (ref 6) se hicieron comparaciones de diversos procedimientos de laboratorio con la compactación en el prototipo. La compactación a plena escala se efectuó tanto con rodillos pata de cabra (33 kg/cm², 8 pasadas, capas de 20 cm) como con rodillos neumáticos (11,350 kg por eje, 4 pasadas, capas de 30 cm). La curva de compactación de campo se muestra en la Fig. 1; en ésta también se incluyen los resultados de las compactaciones Proctor estándar por impactos y Harvard miniatura por amasado. Pudo comprobarse que la compactación por amasado con 30 pisonadas de 9 kg cada una, a cada una de las 10 capas con que se forma el pequeño espécimen cilíndrico (h = 71.6 mm, d = 33.3 mm) arrojó una curva de compactación prácticamente igual a la de campo. Esta comparación también adolece de considerar sólo los γ_d , aunque en este caso al menos se cubre toda la curva de compactación y no sólo el $\gamma_{d,max}$; la verificación se realizó años más tarde (ref 7), al comparar las características esfuerzo-deformación de materiales de la presa Canyon en condiciones intactas y remodeladas-recompactadas.

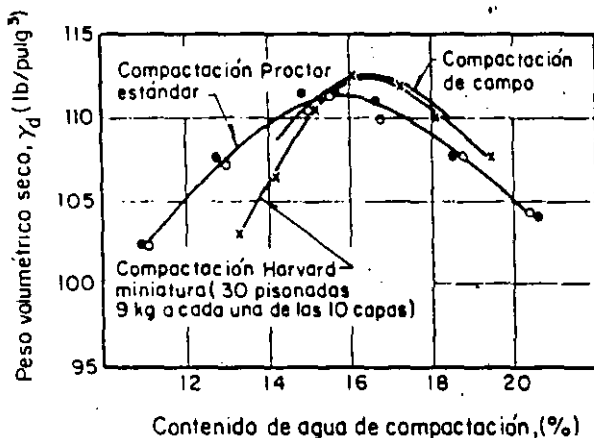


Fig. 1 Comparación de curvas de compactación de laboratorio y campo (ref 6)

2.3 Compactación por amasado

Con excepción del procedimiento de Hveem, la técnica de amasado ha tenido un campo de aplicación limitado en la tecnología de vías terrestres. Por lo antes señalado, se estima conveniente revisar algunos motivos de tal exclusión, así como proponer algunos elementos que faciliten su empleo.

La mayor limitación del procedimiento de amasado Harvard miniatura (ref 8) es el referente a su tamaño muy pequeño, lo que determina que sólo sea útil para suelos finos francos con porcentajes reducidos de tamaño no mayores a la abertura de la malla 4; como se verá más adelante, aun con esos tamaños de granos o grumos se pueden tener efectos de esca

la y de pared. Para los materiales compactables de sub-rasante con tamaños que pueden alcanzar los 7.5 cm, el molde de 3.33 cm de diámetro es imposible de usar. Existen otros equipos disponibles en el mercado extranjero que permiten compactar por amasado especímenes de tamaños mayores, aunque no como para incluir las gravas de 7.5cm; su mecanismo es complicado y de costo alto.

En investigaciones recientes (ref 9) realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se ha desarrollado un compactador neumomecánico que permite densificar por amasado especímenes de hasta 15 cm de diámetro, de manera sencilla y mediante un equipo simple, Fig.2; de esta manera se pueden incluir gravas hasta de 2 cm.

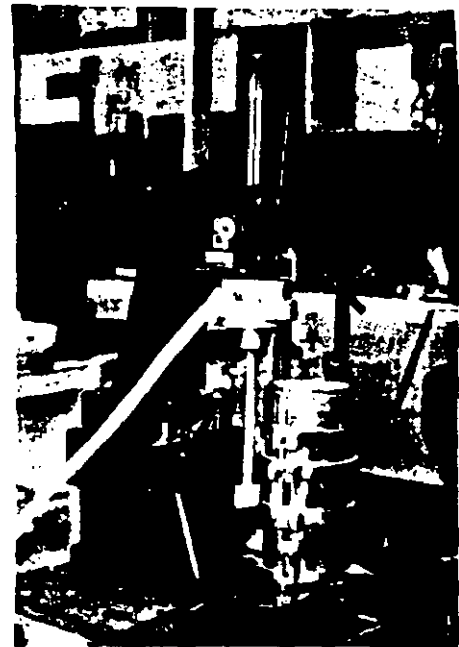


Fig. 2 Vista del compactador neumomecánico

El principio de operación es el mostrado en la Fig 3, en donde se indica que la presión neumática constante actúa sobre un diafragma ahulado (bell-o-fram), el que le ejerce al pistón una fuerza igual al producto de su área por la presión; dicha fuerza se aplica al suelo cuando éste reacciona al compactarlo. Dependiendo del tamaño del molde por preparar, Fig 4, el compactador puede accionarse manualmente o se puede montar en una prensa de cremallera, lo que permite ejercer fuerzas relativamente altas con un moderado esfuerzo del operador.

En la Fig 5 se muestra la aplicación sucesiva de pisonadas de los compactadores neumáticos, en comparación con uno de resorte tipo Harvard-Wilson; en las ordenadas se indica la fuerza registrada por una celda instrumentada dispuesta bajo el molde de compactación

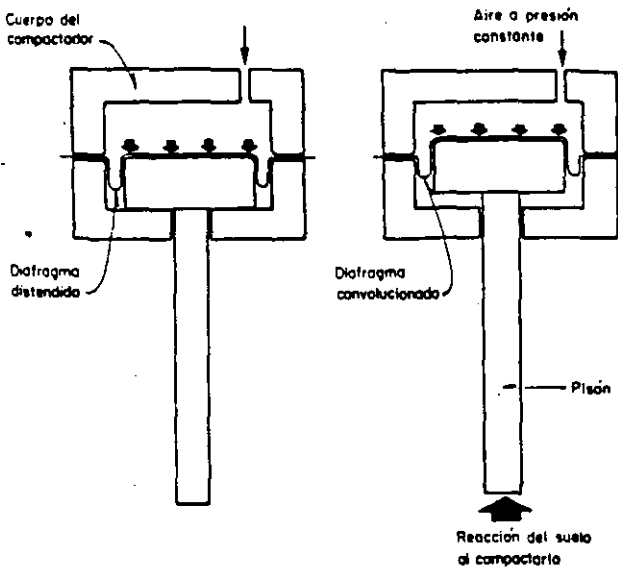


Fig. 3 Principio de operación de los compactadores neumáticos

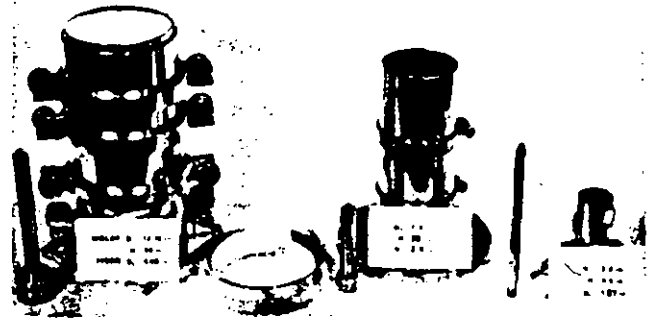


Fig. 4 Vista de moldes y pisones de compactación de diferentes tamaños

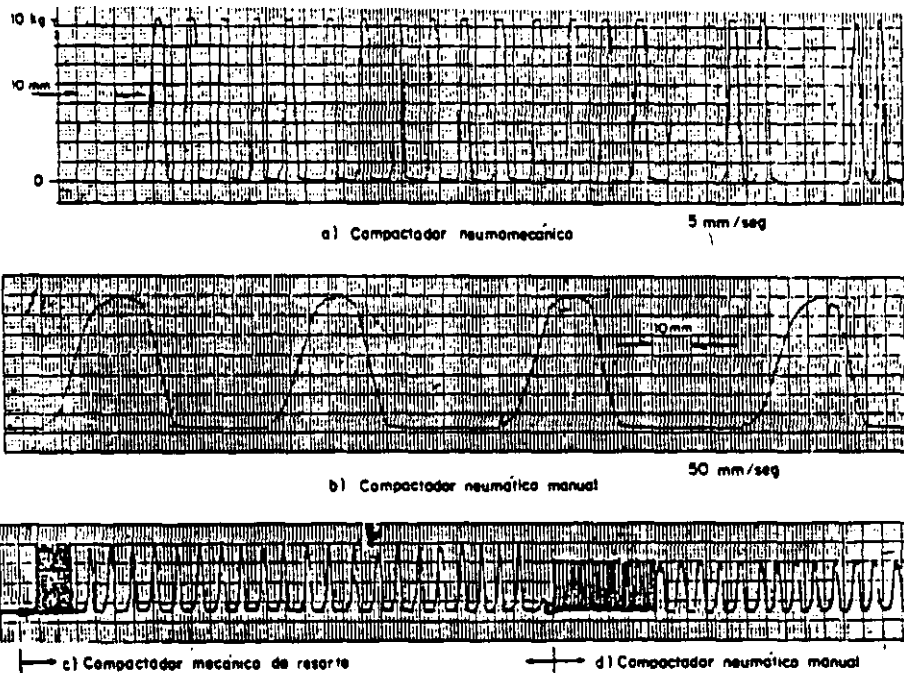


Fig. 5 Registros de la aplicación de pisonadas a través del tiempo de diversos compactadores

y en las abscisas, el tiempo transcurrido. Puede notarse que la carga se aplica más uniformemente con los compactadores neumáticos que con el de resorte. Nótese también, Fig 5a, que el neumático mantiene la carga máxima una fracción mayor de tiempo que el de resorte, Fig 5c; el primero determina formas trapeziales, mientras que en el último, son triangulares.

2.4 Compactación por vibración

El autor no posee resultados de ensayos de compactación por medios vibratorios. Parece no haber una norma al respecto en SCT, aunque existen sin duda capas como la base de un camino o la de balasto en una vía férrea constituidas por suelo granular, en cuyo caso una prueba en el laboratorio con medios vibratorios resultaría la más representativa.

3. SUELOS ENSAYADOS

Se proporciona en la Tabla II una breve descripción de los suelos en estudio (ref 10), los que se presentan algunos resultados en incisos posteriores. El material ensayado fue secado previamente al ambiente, homogeneizado y almacenado; a esta condición le corresponde el w_i de partida para cada ensaye.

4. MOLDES, GRANULOMETRIA DE AGREGADOS Y PISIONES

4.1 Forma de los moldes

Atendiendo al enfoque de que no sólo son convenientes las determinaciones de w_d y w_c , el uso de un molde cilíndrico de compactación con proporción conveniente de diámetro a altura, es muy recomendable para poder ensayar el espécimen integral en alguna prueba que defina su comportamiento esfuerzo-deformación; de esta manera se evita el labrado de especímenes. En los ensayos de laboratorio efectuados en el II-UNAM se ha empleado para suelos finos un molde de 3.6 x 8.5 cm, en el que se pueden compactar especímenes por impactos, amasado o presión estática, para someterlos después a compresión no confinada o triaxial.

4.2 Granulometría previa a la preparación para la compactación

Con frecuencia se procede a secar el material proveniente de un banco de préstamo, antes de agregarle agua para su posterior compactación.

El secado previo genera un alto porcentaje de grumos y asociaciones de partículas, sobre todo en materiales francamente arcillosos. De esta manera, la fracción gruesa de los suelos por compactar puede estar constituida por grumos, aun cuando sus partículas constituyentes sean menores de la abertura de la malla 200. Terzaghi hizo notar (ref 11) hace tiempo la importancia de estos grumos en el comportamiento de los suelos cohesivos; señaló que las partículas por sí mismas no son necesariamente las determinantes de las propiedades del material, sino más bien las asociaciones de ellas formando agregados o paquetes.

En la Tabla III se incluyen para cada suelo en estudio tanto la granulometría de las partículas a partir de w_n , determinada por hidrómetro (vía húmeda), como la granulometría del suelo con w_i y agrumado inmediatamente antes de la preparación para la compactación, obtenida por mallas (vía seca). Con excepción de la arena cuarzosa SP-San Roque, los materiales restantes acusan el efecto del secado.

En el inciso siguiente se mostrarán resultados que apoyan las apreciaciones de Terzaghi, así como otros a los que contribuye el tamaño del molde.

4.3 Efecto del tamaño de los granos y los grumos

Se ha observado (ref 9) que en mezclas de gravas o arena con fracción fina de suelos se modifican apreciablemente los valores de

Tabla II. Identificación de los Suelos Ensayados

Clasificación y Suelo	Descripción y Origen	Proporciones en la Composición Mineralógica	Contenidos de agua, en %	C. Proctor Estándar	
				$w_{d,max}$ (g/cm ³)	w_{opt} (%)
SM-San Vicente	Material areno-limoso proveniente de lomeros suaves formados por tobas volcánicas y localizados al oriente del Distrito Federal sobre la carretera México-Taxcoco	Mayor : Feldespatos Media : Montmorilonita y haloisita Trazas: Cristobalita y anfíbola	$w_n = 10.0$ $w_i = 14.2$ $w_L = 32.9$ $I_p = 6.5$	1.44	28.2
SC - Chicoasén	Material areno-arcilloso proveniente del préstamo "La Castiella" usado para el núcleo impermeable de la presa Chicoasén. Se trata de lutitas alteradas y redpositadas	Mayor : Cuarzo Media : Clorita Trazas: Mica, Montmorilonita, feldespatos y calcita	$w_n = 10.0$ $w_i = 4.2$ $w_L = 30.7$ $I_p = 10.2$	2.00	12.7
NH - Necaxa	Material limo-arcilloso residual proveniente de la descomposición de basalto en la ladera derecha de la presa Necaxa, Pue.	Mayor : Metahaloisita y haloisita hidratada. Media : Hematita, Cuarzo Trazas: Magnetita, ilmenita	$w_n = 51.6$ $w_i = 7.2$ $w_L = 74.0$ $I_p = 23.7$	1.24	41.0
CH - La Peña	Material arcilloso proveniente de un depósito aluvial cercano a la boquilla de la presa La Peña, Hgo.	Mayor : Montmorilonita Media : Feldespatos Trazas: Cristobalita, cuarzo	$w_n = 21.6$ $w_i = 19.4$ $w_L = 69.4$ $I_p = 38.3$	1.37	34.5

w_n = Contenido natural de agua (en %)

w_i = Contenido inicial de agua (antes de añadirle agua para la compactación)

Tabla III. Granulometría de partículas (1) y del suelo por compactar (2).
[Se indica el porcentaje que pasa en peso]

Malla No.	SM-San Vicente		SC-Chicoasén		MH-Necaxa		CH-La Peña		SP-San Roque	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10	91	88	74	60	100	72	100	65	65	65
20	76	73	44	24	100	44	100	41	24	24
40	57	53	32	12	100	19	99	23	8	8
60	46	41	29	8	100	9	98	14	4	4
100	36	30	27	6	100	6	95	7	1	1
200	25	17	26	4	98	2.5	90	4	0	0
<2u	4.5	-	7.3	-	46	-	46	-	0	0

γ_d y w_c ; ello trae como consecuencia variación en las propiedades mecánicas. En la Fig 6 se muestra que en la medida que se aumenta el porcentaje de gruesos constituidos por granos duros, aumenta el γ_d y se reduce el w_c ; al no tener confinamiento, es explícable que en ese mismo sentido se reduzca la resistencia q_u .

Los resultados anteriores muestran las posibles discrepancias que se pueden obtener en los pesos volumétricos secos y el contenido de agua, cuando se sustituye la fracción más gruesa de cierto tamaño, por un peso equivalente de una fracción de tamaños menores. Esta práctica es frecuente en México y sigue los lineamientos de los métodos C y D de la norma AASHTO.

Por otra parte, es común disgregar el material con un pisón de madera cubierto con tela, antes de iniciar algún ensaye en el laboratorio (ref 12); derivado de esta acción, se incluye entonces un suelo con cierta granulometría de grumos, determinada por la intensidad de la disgregación. Se muestra enseguida el efecto que tiene el ensaye de diferentes granulometrías de grumos, no de granos, ya que se trata de los suelos francamente finos MH-Necaxa y CH - La Peña.

Las granulometrías iniciales fueron:

- Integral de grumos como usualmente se compacta (caso 2 de la Tabla III)
- Grumos finos (pasan la malla 100, en seco)
- Grumos gruesos (pasan la malla 4 y se retienen en la malla 9)

En ambos suelos y empleando tanto compactación por impactos como por amasado, los resultados acusan una moderada diferencia en el γ_d , principalmente en la rama seca, como se aprecia en las Figs 7 a 9. Sin embargo, la resistencia a la compresión no confinada exhibe una diferencia superior, tanto mayor conforme está más del lado seco, llegando a guardar la resistencia q_u una relación de 3 a 1. La resistencia es máxima para los grumos finos, intermedia para la integral y mínima para los grumos gruesos; ésto se explica por la mayor cuantía de debilidades que tienen los grumos conforme son más grandes.

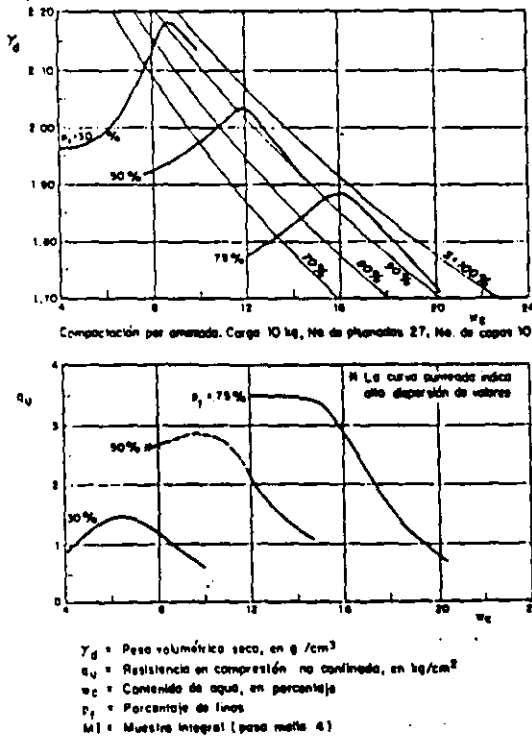


Fig. 6 Curvas de compactación y resistencia en compresión no confinada de mezclas de la arena SP-San Roque con los finos del suelo SC-Chicoasén

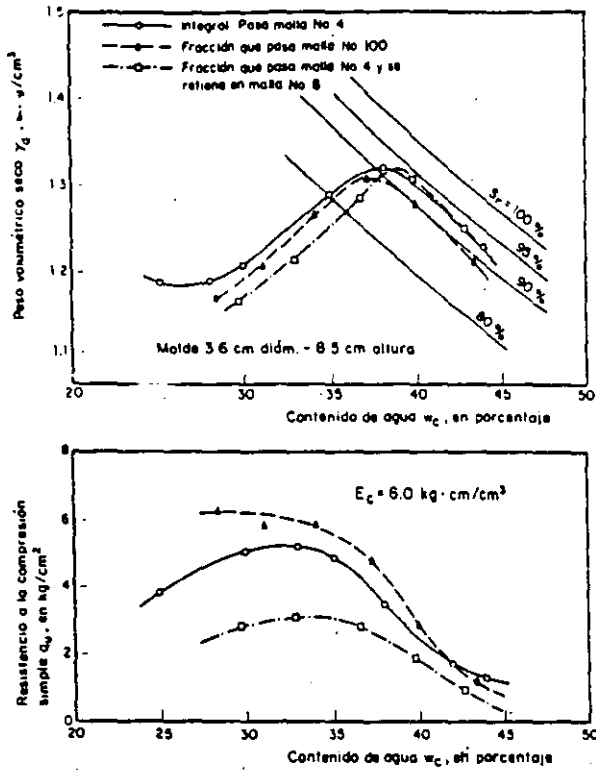


Fig. 7 Efecto de la granulometría de grumos del suelo MH-Necaxa secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por impactos

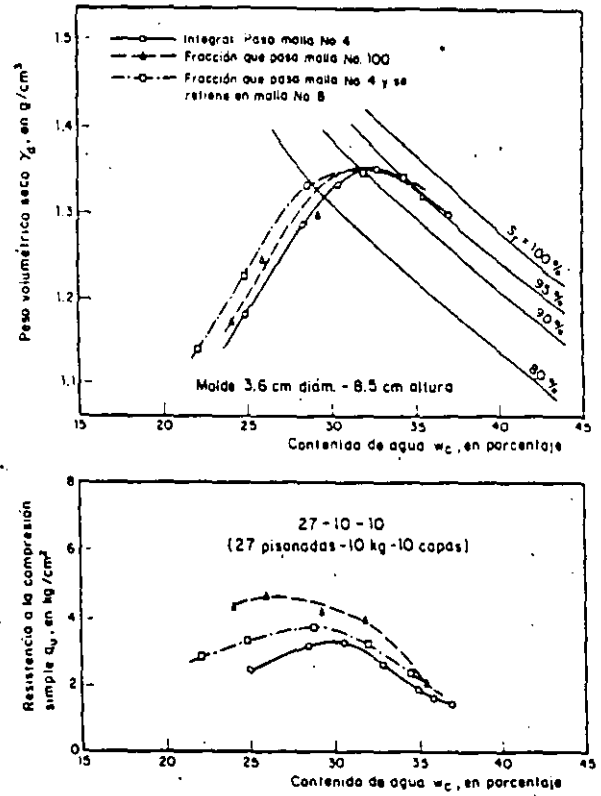


Fig. 9 Efecto de la granulometría de grumos del suelo CH-La Peña secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado

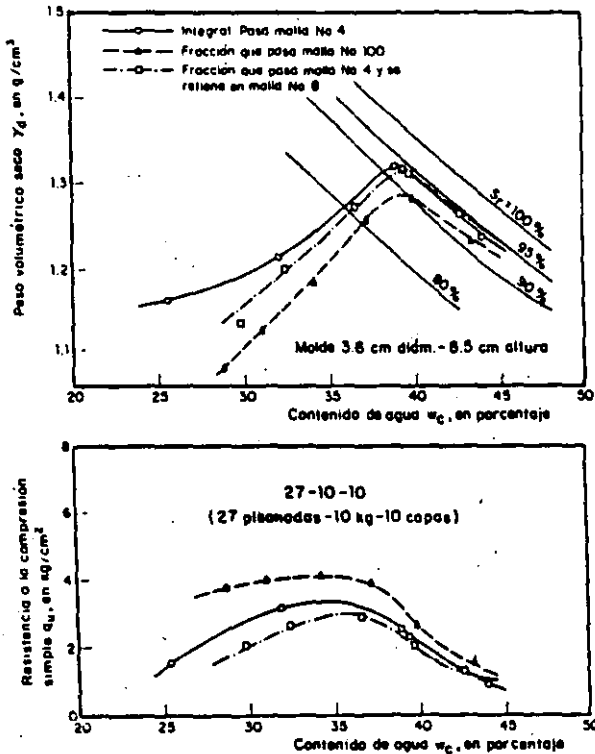


Fig. 8 Efecto de la granulometría de grumos del suelo MH-Necaxa secado al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado

Puede apreciarse en las Figs 7 y 8 que en el suelo MH - Necaxa, las diferencias en q_u fueron menores en las muestras compactadas por amasado que en las de impacto, lo que permite asegurar que ese procedimiento destruye más grumos.

4.4 Efectos de pared y escala

La ocurrencia de una capa superficial más porosa se ha observado (ref 13) en especímenes cilíndricos de suelos granulares; éste hecho está relacionado con la presencia de una pared rígida y es tanto más importante cuanto menor es la proporción del diámetro del molde al tamaño máximo de granos. Se mostrará en seguida que este efecto de pared también ocurre en suelos cohesivos compactados, siempre que éstos se ensayen agrumados inicialmente. Se compararon nuevamente los suelos MH - Necaxa y CH - La Peña, a los que toda vez se les dosificó para asegurar la misma granulometría de partida; el tamaño máximo de los grumos en el primero fue de 4.76 mm y en el segundo de 9.52 mm. Los moldes empleados fueron de 36.0, 79.1 y 126.8 mm de diámetro con una proporción de altura a diámetro de 2.36, a fin de evitar el efecto de esbeltez reducida.

En la Fig 10 se muestran las curvas de compactación correspondientes a diferentes proporciones D/T_{max}. El efecto de pared se aprecia en la rama seca del suelo CH-La Peña,

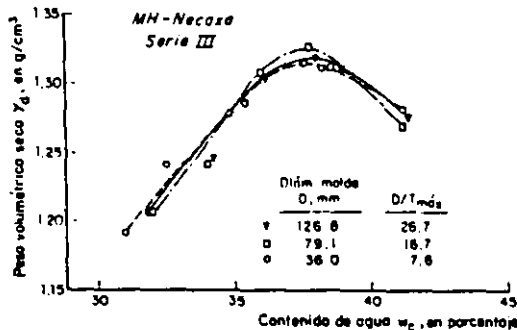
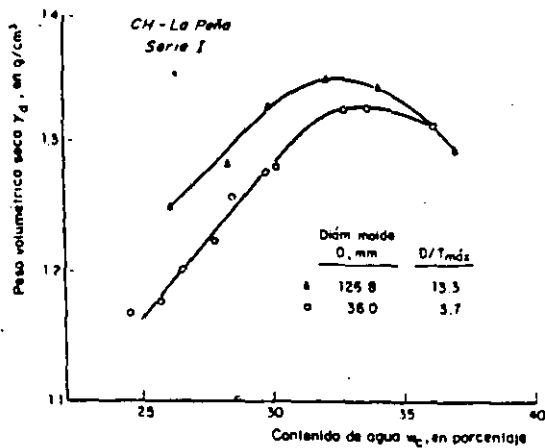


Fig. 10 Variación de las curvas de compactación por el efecto de pared

en tanto que en el suelo MH - Necaxa para un cociente D/T_{max} mayor a 7.6, el efecto de pared desaparece. De los resultados anteriores se concluye que como en los ensayos con suelos granulares, debe respetarse en suelos cohesivos compactados una relación D/T_{max} de por lo menos 7.

Un efecto que por el contrario al de pared, afecta más a los especímenes cada vez más grandes, es el de escala, ya que así como aumentan, también es mayor la probabilidad de la ocurrencia de defectos y debilidades que facilitan la falla. Como se demostró en la Fig 10, el suelo MH - Necaxa no mostró efecto de pared en el intervalo estudiado; por el contrario, en la Fig 11 se distingue que el efecto de escala es notable ya que la resistencia q_u se reduce en un 20% al aumentar el tamaño del espécimen. Por los resultados anteriores se sugiere que se usen moldes y granulometría de grumos tales que la relación D/T_{max} sea de por lo menos 10, para no sobrestimar la resistencia en el laboratorio por los efectos de escala.

4.5 Sobre la homogeneidad de especímenes.

Para la determinación de propiedades mecánicas es importante contar con especímenes compactados homogéneos, a fin de evitar efectos tales como pandeo, modos inusuales de falla

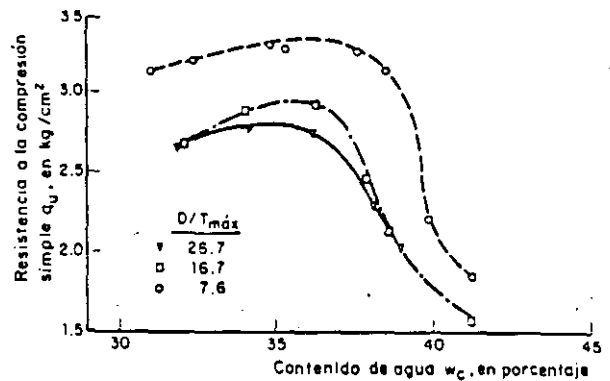


Fig. 11 Variación de la resistencia q_u por el efecto de escala

o planos de corte inducidos (ref 14); el lograrlo depende del tipo de compactación y de la distribución de la energía de compactación en el volumen por preparar. La densificación por capas se ha reconocido como determinante para alcanzar la homogeneidad; la compactación de 10 capas en un molde de relación $H/D > 2$, se ha considerado (ref 6) como muy conveniente.

Para la comparación de pesos volumétricos en la dirección vertical se empleó un molde de 79.1 mm de diámetro, el cual es longitudinalmente tripartido y recubierto con una lámina de teflón a fin de extruir fácilmente el espécimen sin necesidad de prensa o gato hidráulico. Cada una de las diez capas con que se compactó y se fraccionó un espécimen, se pesó en una balanza de precisión y el volumen se determinó por inmersión en agua, recubriéndolas previamente con parafina y brea. En la Fig 12 se muestran los resultados de la compactación por impactos y por presión estática en el suelo MH-Necaxa; se distingue que el procedimiento por amasado obtiene especímenes más uniformes. En dos pruebas efectuadas con cada procedimiento de compactación, los coeficientes de variación de los pesos volumétricos totales fueron 0.26 y 0.39% para el de amasado y de 0.52 y 0.77% para el de presión estática.

Por otra parte, cabe comentar que cuando se compacta estáticamente una muestra en una sola capa, como es usual para los ensayos VRS, se genera también un espécimen con peso volumétrico decreciente hacia el extremo superior; ello como resultado de la fricción que debe ir venciendo durante la densificación. Al seccionar varios especímenes así formados, se midió una diferencia en el γ_d de aproximadamente 5.3%. Una manera que se encontró para reducir esta diferencia, aunque más complicada, fue la de emplear un pistón móvil en cada extremo del cilindro.

4.6 Pisón no circular para compactación por amasado

En el inciso anterior se revisó el aspecto de homogeneidad en la dirección longitudinal, a través de la altura, de especímenes compactados; aquí se revisa el aspecto de homogeneidad en la dirección transversal.

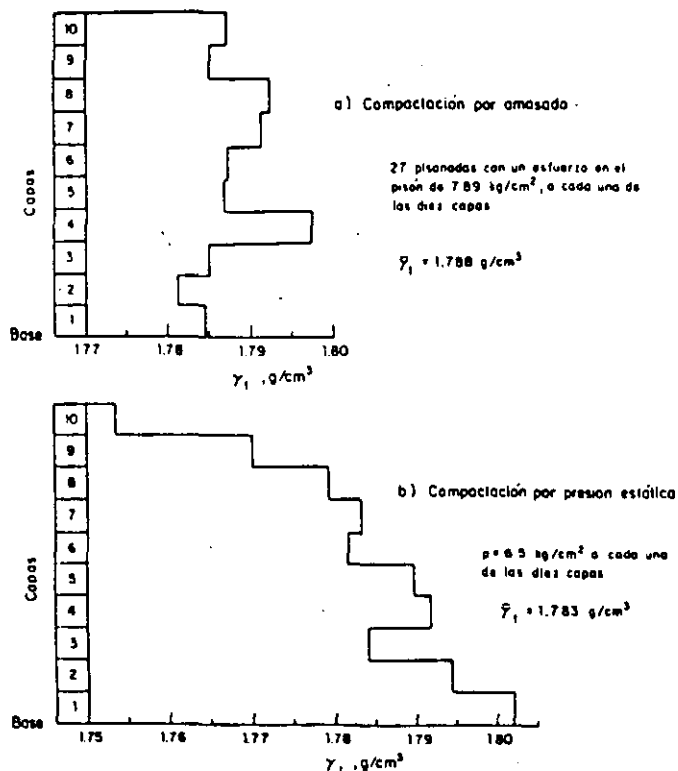


Fig. 12 Variación a través de la altura del peso volumétrico total de especímenes compactados por amasado y estáticamente. MH-Necara

Tradicionalmente se han empleado pisonos de sección circular (ref 8) para la compactación por amasado, cuyo diámetro es del orden del 40% del diámetro del molde. Con esta geometría se cubre el área transversal con 9 aplicaciones, 8 en la periferia a cada 45° y tangentes a la pared y la restante al centro; la ronda siguiente de pisonadas van defasadas 22.5° respecto a las de la primera ronda, buscando cubrir todo el área, y así sucesivamente. Al proceder de esta manera se generan zonas en donde se traslapan las pisonadas y otras en donde éstas son mínimas; así cuando se aplican 27 pisonadas, ciertas áreas reciben hasta 6 pisonadas y otras sólo 1 ó 2.

El procedimiento anterior trae como consecuencia que no se alcance mismo γ_t en la dirección radial, como pudo comprobarse al sectionar cuidadosamente sectores circulares de especímenes de 152.4 mm de diámetro, procediendo como se señaló en el inciso anterior para determinar el γ_t .

Para atenuar este efecto se consideró conveniente diseñar un nuevo pison que distribuyera mejor la energía de compactación en todo el volumen y que lo hiciera en un número más reducido de pisonadas. Surgió así la idea de un pison con cuatro sectores de 30° cada uno, dispuestos a cada 90°, semejando una cruz de alta, Fig 13a; su diámetro es 1 mm menor que el del molde. Se consideró inicialmente que

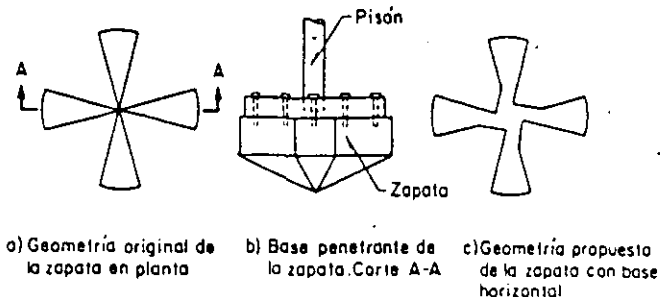


Fig. 13 Pison de sectores para compactación por amasado

el ancho de los sectores reduciéndose hacia el centro provocaban un efecto con la profundidad de menor cuantía que las zonas más anchas de la periferia; por ello se decidió construir el prototipo con una base penetrante, Fig 13b. Pronto se vieron las dificultades prácticas al formar especímenes con superficie extrema cónica, aun cuando así se encontró la menor dispersión de γ_t en el sentido radial. Para salvar esta dificultad se propuso una base plana y el aumento en planta de la zona central, Fig 13c. De esta manera se llegó a un pison de compactación práctico para operarse con el compactador neumomecánico, que no tiene mayor dispersión de γ_t en dirección radial que el pison circular y que reduce a la tercera parte el número de pisonadas.

5. PREPARACION DEL SUELO POR COMPACTAR

5.1 Sobre los procedimientos de preparación y sus efectos

Una vez decidido el tipo de compactación, la mayor parte de las veces no se le presta cuidado suficiente a la preparación del material; se llama la atención acerca de estos aspectos del trabajo experimental, ya que puede afirmarse que los resultados de la compactación de suelos cohesivos dependen de la forma como se compactan y del modo como se preparan para el ensaye.

Los procedimientos estándar de preparación de suelos establecidos por entidades tales como la ASTM y la AASHTO, indican un secado de material a una temperatura que no exceda los 60°C (ref 15). En nuestro país, SCT recomienda este procedimiento (ref 12), así como la SARH (ref 16); en el inciso siguiente se describirán las limitaciones y contraindicaciones de esta práctica, sobre todo en presencia de suelos residuales. Como resultado de este secado se forman grumos, de cuyo tamaño ligado al del molde, se derivan los efectos descritos en los incisos 4.2 a 4.4.

Otra variable del procedimiento de preparación es el tiempo de curado del material, que es el lapso comprendido entre el momento en que se le añade agua y el de su compactación; éste es necesario para distribuir uniformemen

te el agua en el suelo. Las mayores diferencias en el γ_d y la resistencia q_u de especímenes con diferentes tiempos de curado, ocurren en la rama seca. Para la mayoría de los suelos se recomienda fijar como tiempo de curado un día, lo que en el campo puede llevar del orden de una semana.

En lo referente a la acción de añadir el agua al suelo, cuanto más finas sean las gotas más fácil y en menos tiempo se podrán incorporar a los grumos para alcanzar una distribución uniforme del contenido de agua; no es aceptable agregar el agua a chorros. Un atomizador o una pistola de aire, ésta a una presión de 1.5 kg/cm² aproximadamente, resultan muy apropiados. Se llama la atención de eventuales diferencias entre la compactación de campo y la de laboratorio por el tipo de agua utilizado.

Por lo que respecta al reuso de material para compactar varios especímenes con diferentes contenidos de agua, se sabe que la curva de compactación así obtenida adquiere valores del $\gamma_{d, \max}$ del 1 al 4% superiores a los que se alcanzan usando porciones separadas de material para definir cada punto de la curva $\gamma_d - w_c$ (ref 17). La práctica de reusar el material debe eliminarse; no se justifica el muestreo de una cantidad reducida de material de un banco de préstamo.

5.2 Efectos del secado en los suelos residuales.

Los suelos residuales exhiben características muy peculiares, en particular en las curvas de compactación y sus propiedades índice y mecánicas, por su alta sensibilidad al secado. Los suelos residuales volcánicos abundan en México como resultado de la intemperización de rocas ígneas jóvenes o cenizas volcánicas; el suelo MH - Necaxa es de este tipo (ver Tabla II) y con el se muestra cómo el procedimiento de preparación puede modificar las características de compactación y de resistencia. Al efectuar dos pruebas de compactación con energía correspondiente a la Proctor estándar, una con la fracción previamente secada al ambiente ($w_i = 5\%$) y la otra a partir de un contenido de agua próximo al natural, se obtienen dos de las tres curvas de la Fig 14. Con el material previamente secado se observa un significativo aumento del $\gamma_{d, \max}$ y una considerable reducción en el w_{opt} ; una tercera curva perteneciente al material previamente secado reproduce el mismo $\gamma_{d, \max}$ del material no secado, pero con sólo la cuarta parte de energía de compactación.

Los resultados anteriores se pueden interpretar de la manera siguiente: Los esfuerzos de succión crecientes con el secado provocan esfuerzos de compresión sobre el esqueleto mineral de los grumos llevándolos a una porosidad baja. Por otra parte, se ha comprobado que las partículas del mismo suelo pero sin secado previo se encuentran en forma de agregados (ref 18), aunque en asociaciones más porosas que los "grumos secos". Al compactar ambas fracciones con la misma energía de com-

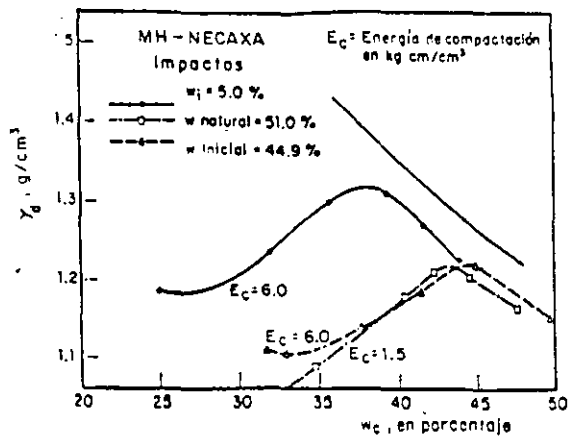


Fig. 14 Curvas de compactación por impactos del suelo MH-Necaxa con y sin secado previo

compactación, la menor porosidad de los "grumos secos" se refleja en un $\gamma_{d, \max}$ mayor y un w_{opt} menor, de manera semejante a lo que ocurre en un material cohesivo con porcentaje creciente de granos (ver Fig 6); así pues, los "grumos secos" se asemejan en cierta medida a los granos duros, como lo demuestra el hecho de que ni al añadirles agua ni al compactarlos se destruyen totalmente.

Por la coincidencia de curvas de compactación para la combinación material no secado-cierta energía y material secado - mucho menor energía, puede considerarse que el secado previo es equivalente a emplear una energía mayor de compactación.

Con cierta frecuencia se suscita la reclamación de los constructores en el sentido de que no es posible alcanzar el γ_d o grado de compactación proyectado, aun con equipo pesado y gran cantidad de pasadas; la razón puede residir en que la curva patrón de compactación se haya obtenido en el laboratorio con material previamente secado.

No obstante la diferencia en las curvas de compactación con misma energía entre los materiales natural y previamente secado, resulta sorprendente que las máximas resistencias a compresión no confinada sean muy semejantes, Fig 15. Estos resultados, inusitados frente a la experiencia acumulada en suelos aluviales o coluviales, fueron ya anotados por Terzaghi (ref 19) para el caso de los suelos residuales volcánicos de Kenya y Java. Al parecer un efecto de escala llevado al nivel de los grumos podría explicar que aunque el espécimen alcance un mayor γ_d en los previamente secados, sus grumos posean, por ser más grandes, debilidades mayores que propicien la falla.

El secado en los suelos residuales provoca cambios que en general son irreversibles, afectando granulometría y límites de plasticidad (ref 20) además de las curvas de compacta-

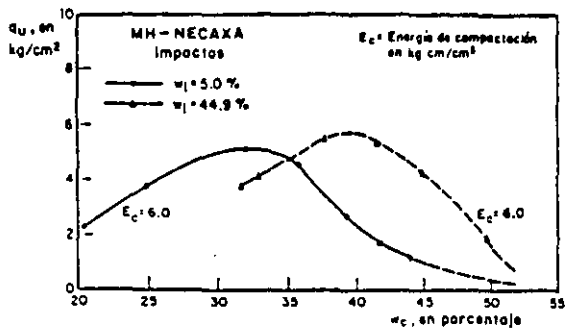


Fig. 15 Resistencia no confinada de los especímenes compactados por impactos del suelo MH-NECAXA, con y sin secado previo

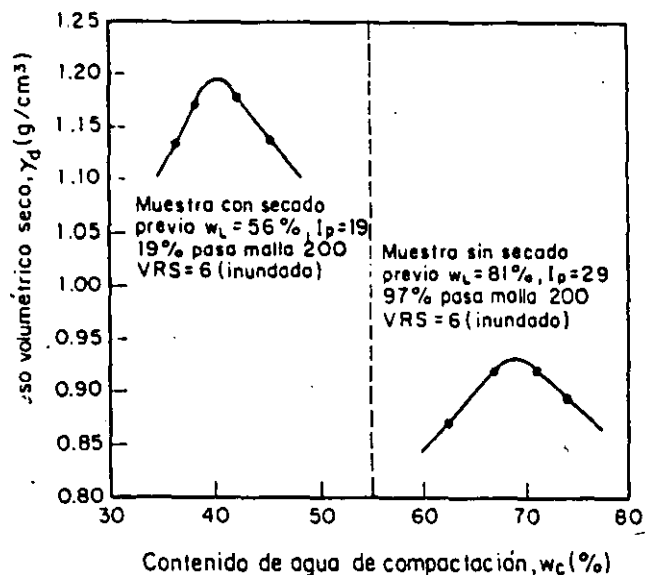


Fig. 16 Comparación de propiedades físicas de especímenes compactados con y sin secado previo (ref 21)

ción. Esto es particularmente válido en los suelos residuales haloisíticos a los que la deshidratación previa les modifica incluso su mineralogía. Un resultado muy semejante al caso antes expuesto es el del suelo proveniente del aeropuerto internacional de San José, Costa Rica (ref 21) en el que no obstante la gran diferencia en γ_d entre los especímenes con y sin secado previo, Fig 16, se alcanzó en ambos el mismo valor relativo de soporte.

5.3 Tiempo de reposo

Cuando la realización de algún ensaye para determinar propiedades mecánicas ocurre tiempo después de compactar cierto suelo, éstas sufren diferencias importantes con respecto a las de especímenes frescos; se reconoce como tiempo de reposo al lapso transcurrido entre la compactación y la ejecución de algún ensaye.

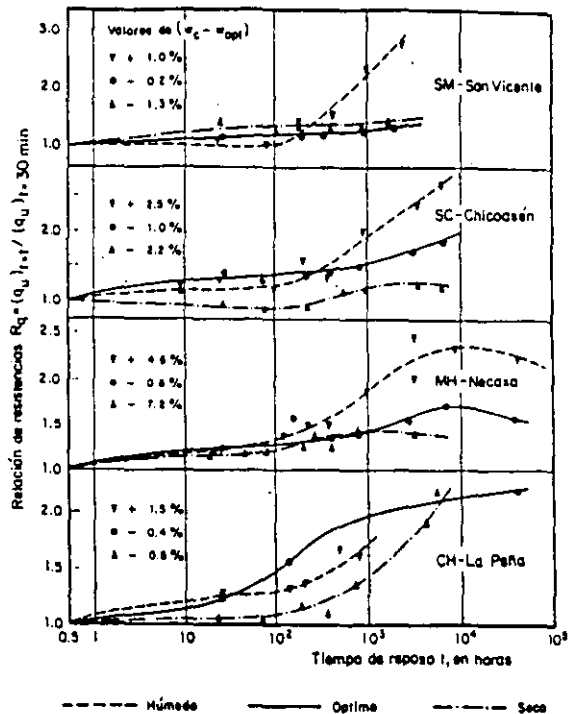


Fig. 17 Efecto del tiempo de reposo sobre la resistencia a la compresión no confinada de suelos compactados por amasado (2s-10-10)

Se presentan enseguida los resultados del ensaye de los cuatro suelos cohesivos, preparados con tres contenidos de agua correspondientes a la rama seca, al óptimo, y a la rama húmeda de la curva de compactación por amasado 25-10-10 (25 pisonadas de 10 kg - 7.87 kg/cm² - en cada una de las 10 capas); para cada contenido de agua de cada suelo se compactaron 10 probetas el mismo día (ref 18), de las cuales se fueron ensayando a diferentes tiempos de reposo, teniendo especial cuidado de protegerlas contra pérdidas de humedad.

La variación de R_q con el tiempo de reposo - se muestra en la Fig 17, siendo R_q la relación entre las resistencias a la compresión no confinada para cierto tiempo de reposo, t , y el tiempo de reposo considerado como inicial (30 minutos). Se aprecia que la resistencia aumenta con el envejecimiento en los cuatro suelos, resultando más notorio el incremento cuanto mayor es el contenido de agua de compactación; se alcanzan valores de R_q del orden de 2.5 para $t = 500$ días.

Para estudiar los cambios de la deformabilidad por el envejecimiento se definió la relación R_M como el cociente de los módulos secantes M_{50} al 50% de la deformación de falla en los ensayos q_u , para un tiempo de reposo t y el inicial. Aunque con dispersión mayor a la de R_q , se encontró que R_M puede alcanzar valores incluso mayores que R_q , sobre todo

en los materiales compactados en la rama húmeda. Este efecto de "endurecimiento" por el envejecimiento puede justificarse, por lo menos cualitativamente, las diferencias que a menudo se tienen entre las mediciones *in-situ* de las deformaciones de una estructura térrea, y aquellas estimadas con el método de los elementos finitos con base en los resultados de ensayos de laboratorio con especímenes frescos.

6. PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION Y SU INFLUENCIA EN LA RESISTENCIA CORTANTE Y LA DEFORMABILIDAD

6.1 Impactos, amasado y presión estática

En el inciso 2.2 se señaló la influencia que tiene el tipo de compactación sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados. A los resultados ahí presentados que indican diferencias significativas en el VRS de especímenes compactados por impactos y presión estática, se añaden en este capítulo los referentes a los cuatro suelos cohesivos en estudio, compactados por impactos, amasado y presión estática; a los especímenes así den-

significados se les falló en pruebas de compresión no-confinada, con lo que se tiene un índice de la resistencia y deformabilidad en su condición no-drenada.

Cada uno de los suelos ensayados se comparó con cinco diferentes energías en cada uno de los tres tipos de compactación; las condiciones en cada caso fueron las indicadas en la Tabla IV. Siempre se utilizó un molde de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura; los suelos fueron previamente secados al ambiente, de tal suerte que el contenido inicial de agua de cada uno fue el señalado en la Tabla II y la granulometría, la mencionada en la Tabla III.

Se decidió secar los suelos al ambiente, a pesar de los efectos conocidos del secado, con objeto de partir sistemáticamente para las pruebas de compactación, con el mismo contenido inicial de agua y con la misma granulometría de grumos; ello por la dificultad de preservar el contenido natural de agua de una gran cantidad de material a través del tiempo.

Tabla IV. Condiciones de compactación de los suelos ensayados a compresión no confinada

SUELO	IMPACTOS					AMASADO			ESTATICA	
	E_c	P	H	N_g	N_c	N_p	F	N_c	σ_c	N_c
SM San Vicente	1.5	0.466	3.6	8	10	27	5	10	6.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27	10	10	12.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27	20	10	24.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	30	10	45.0	10
	27.4	1.472	20.95	8	10	17	40	10	65.0	10
SC Chicoasén	1.5	0.466	3.6	8	10	27	5	9	3.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27	10	9	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27	15	9	12.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	20	9	24.0	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	27	40	10	45.0	10
MH Necaxa	1.5	0.466	3.5	8	10	36	5	10	2.85	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10	10	10	6.3	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18	15	10	15.8	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27	20	10	-	-
	27.4	0.732	20.95	16	10	-	-	-	-	-
CH La Peña	1.5	0.466	3.6	8	10	36	5	10	3.9	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10	10	10	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18	15	10	12.3	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	17	20	10	41.3	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	-	-	-	-	-

- P peso del martillo de compactación, en kg (diámetro del martillo, 1.8 cm)
H altura de caída libre del martillo, en cm
 N_g número de golpes en cada una de las 10 capas
 N_c número de capas
 N_p -F- N_c Número de pisonadas por capa-fuerza aplicada por el pisón, kg-número de capas (diámetro del pisón, 1.27 cm)
 σ_c esfuerzo axial de compactación, en kg/cm²
 E_c energía específica de compactación, en kg-cm/cm³

Tabla V. Efecto de los diferentes métodos de compactación sobre la resistencia* q_u y el módulo de deformación inicial M_0 .

Suelo	S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		R_{M_0}		Suelo	S_r %	γ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		R_{M_0}		
			Amasado	Estática	Amasado	Estática				Amasado	Estática			
SM-San Vicente	70	1.35	0.64	1.27	0.60		CH-La Peña	70	1.10	1.73	1.27		5.17	
		1.40	0.97	1.19	0.90				1.15	1.28	0.95	0.98	2.41	
		1.45	1.05	1.04	0.98				1.20	0.97	1.14	0.68	1.51	
		1.50	1.09	0.97	1.00				1.25	0.87	1.37	0.65	1.12	
		1.55		0.89					1.29	0.99		0.69	1.06	
	en el óptimo	1.35		1.00				1.20	1.05		2.07		5.07	
		1.40	0.97	1.14				1.24	1.15	0.86	1.82		3.54	
		1.45	1.07	1.08	0.84			1.28	1.27	0.93	1.21		2.10	
	70	1.35		0.93				en el óptimo	1.24	0.99	0.95	1.03		5.21
1.40		1.02	1.04			1.28	0.85		0.88	0.78		3.35		
1.45		1.10	1.02	0.97		1.32	0.64		0.74	0.61		1.76		
1.50		1.13	1.03	1.43		1.36	0.49		0.59	0.58		0.92		
1.55		1.00	0.99	1.30		1.40	0.40		0.49	0.58		0.59		
SC-Chicoasén	70	1.85	0.75	0.92	0.89	0.81	MH-Necaxa	70	1.20	1.04		1.59	1.11	
		1.90	0.79	0.89	0.64	0.73			1.25	0.93	0.85	1.29	1.26	
		1.95	0.77	0.88	0.64	0.77			1.30	0.81	0.92	0.96	1.19	
		2.00	0.74	0.85	0.75	0.79			1.35	0.85	1.01	0.84	1.14	
		2.05	0.71	0.78	0.90	0.82			1.38	0.90	1.08			
	en el óptimo	1.90		2.42		2.85		en el óptimo	1.30	0.98	0.85	1.31		1.27
		1.95	1.00	1.34	0.40	1.91			1.35	1.01	1.03	1.34		1.49
		2.00	0.82	0.89	0.49	0.87			1.40	0.94	1.02	1.06		1.36
	70	1.90		0.77		0.74		en el óptimo	1.45	0.93	0.94	1.25		1.21
		2.00	0.84	0.77	0.60	0.74			1.50	0.96	0.96			1.09
		2.05	0.87	0.85	1.19	0.93			1.30	0.80	0.77	0.93		1.41
		2.10		0.85	1.19	0.93			1.35	0.84	1.02	0.87		1.50
2.10		0.89	0.91	0.85	0.85	0.98	1.40		0.80	1.04	0.75		1.33	
70	1.90		2.44		3.35	en el óptimo	1.45	0.70	0.95	0.60		1.16		
	1.95	1.16	1.50	0.42	1.95		1.50	0.89						
	2.00	0.94	1.02	0.46	1.17									
	2.05	0.91	0.84	0.58	0.83									
	2.10	0.89	0.91	0.85	0.85		0.98							

* Se presentan los valores normalizados. Para la compactación por impactos $R_{qu} = R_{M_0} = 1$.

6.2 Comparación de características esfuerzo-deformación

Con base en los resultados de los ensayos descritos en el inciso anterior, para cada suelo fue posible comparar tanto la resistencia q_u , como los módulos de deformación inicial M_0 , de especímenes compactados por impactos, amasado y presión estática. Tal comparación se realizó para ciertos grados de saturación y pesos volumétricos secos preestablecidos; los resultados se presentan normalizados en la Tabla V, con respecto a los de la compactación por impactos.

Al densificar cada suelo con diferente tipo de compactación se alcanzan diferentes resistencias y módulos de deformación, con iguales valores de γ_d y S_r ; así pues, una variable significativa de los suelos cohesivos compactados es el arreglo geométrico espacial que guardan los grumos, agregados y/o partículas, en combinación con sus intrahuecos e interhuecos. Esta estructura de los suelos compactados está influenciada por la magnitud de las deformaciones cortantes (distorsiones) que dependen a su vez del tipo de compactación. Cuanto mayores son las distorsiones que se ejercen al suelo durante su compactación, menor es su resistencia y considerablemente

mayor su deformabilidad; los resultados de la Tabla V así lo señalan, ya que la compactación por amasado induce las mayores distorsiones, en tanto que son mínimas en la compactación por presión estática.

El mayor módulo M_0 se logra con la compactación estática, para mismo γ_d e igual S_r . El caso extremo entre los suelos ensayados es el del suelo residual MH - Necaxa, en cuya rama seca el M_0 obtenido de un espécimen compactado estáticamente, resultó de cinco veces el alcanzado por impactos.

Por otra parte, puede apreciarse que las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad debidas al tipo de compactación, ocurren en los suelos francamente finos; las diferencias que acusan los suelos arenosos SM y SC son reducidas, aun cuando la compactación por amasado produce también la menor resistencia en el suelo SC. En términos generales, se puede apreciar que para cada grado de saturación, las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad por el tipo de compactación ocurren para los valores menores de γ_d ; en este caso, la mayor diferencia respecto a la de impactos, ocurre en las muestras compactadas estáticamente.

7. CONCLUSIONES

Se ha demostrado cómo diferentes condiciones en la preparación y ejecución de los ensayos de compactación, dan como resultado cambios importantes en las propiedades físicas y mecánicas de los suelos cohesivos compactados.

Precisamente para definir los parámetros de tales propiedades con fines de diseño, es trascendental reproducir en el laboratorio lo más fiel e ingenierilmente posible a través de los especímenes compactados, las características que se tienen o tendrán en el prototipo, sometido a la compactación de campo. Inclusive si la compactación de laboratorio tiene como objetivo solamente establecer una curva patrón de compactación con fines de juzgar la calidad de la operación de campo, la manera de preparar el material para el ensayo podría impedir un control racional; en efecto, si por ejemplo se secan previamente ciertos suelos residuales, seguramente se tendrá dificultad para alcanzar cierto grado de compactación en la obra con los suelos trabajados a partir de su contenido natural de agua. Así, la identificación y caracterización de los suelos por compactar adquiere primordial importancia.

Como resultado también del secado los suelos se agrupan, condicionando así una granulometría de agregados totalmente diferente a la de sus partículas, lo que conduce a posibles efectos de pared y escala dependiendo del tamaño del molde utilizado, incluso en suelos francamente finos.

Aun cuando son escasas las investigaciones acerca de las propiedades de los suelos compactados en el campo, éstas señalan que los equipos modernos de compactación generan distorsiones en los suelos cohesivos que podrían semejarse más a la compactación por amasado. Para el caso, se propone en este trabajo un compactador neumomecánico simple que permite compactar especímenes hasta de 15 cm de diámetro.

Con base en un estudio amplio de la compactación por impactos, amasado y presión estática, se puso de manifiesto el efecto que tiene el tipo de compactación en la deformabilidad y la resistencia cortante; los suelos más sensibles a ello son los francamente finos. Las distorsiones que genera cada tipo de compactación provocan diferentes arreglos de sus agregados y partículas, los que condicionan las diferentes propiedades mecánicas observadas.

RECONOCIMIENTOS

La mayoría de los resultados aquí presentados están basados en un proyecto de investigación realizado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el patrocinio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de la Dirección General de Servicios Técnicos. El autor expresa su agradecimiento al Prof. R. J. Marsal y al Ing. J. Alberro por la acertada orienta-

ción y supervisión del trabajo experimental. Otros ingenieros han participado en las diversas etapas del proyecto; se reconoce particularmente la colaboración del Ing. G. Hiriart.

REFERENCIAS

1. SCT (1985), Normas de calidad de los materiales, Libro 4; Parte 01 Carreteras y aeropistas; Título 01 Materiales para terracerías, 4.01,01, México
2. Aguirre, L M (1964) "Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio", Tesis de Maestría, División del Doctorado, UNAM
3. Alberro, J (1966) "Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica", Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Secretaría de Obras Públicas, México
4. Murillo, M A (1984) "Coeficientes de equivalencia para evaluar el tránsito en el diseño de pavimentos flexibles y, comparación de la variabilidad en las pruebas de VRS de especímenes estática y dinámicamente compactados" Tesis Profesional dirigida por F. Olivera B, UNAM-ENEP, Aragón
5. Rico, A y Del Castillo, H (1974), La ingeniería de suelos en las vías terrestres, Tomo I, Limusa, México
6. Casagrande, A y Hirschfeld, R (1960) - "Stress-strain deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight", *Harvard Soil Mechanics Series No. 61*, Cambridge, Mass
7. Casagrande, A, Hirschfeld, R y Poulos, S (1963) "Investigation of stress-deformation and strength characteristics of compacted clays", *Harvard Soil Mechanics Series No. 70*, Cambridge, Mass
8. Wilson, S D (1950) "Small soil compact ion apparatus duplicates field results closely", *Engineering News Record*, Vol 145, No 18
9. Alberro, J, Mendoza, M J, Marsal, R J e Hiriart, G (1982) "Comportamiento de suelos compactados", *Cuarto Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México*
10. Alberro, J, Marsal, R J y Mendoza, M J (1985) "Comportamiento de suelos cohesivos compactados", *Serie del Instituto de Ingeniería, No. 493*
11. Terzaghi, K (1956) "Correspondence" (Comentarios sobre el trabajo de G H Bolt), *Geotechnique*, Vol VI, Londres
12. SAHOP (1981), Instructivo para efectuar pruebas en suelos, Apoyo Didáctico, Vol 1, México
13. Marsal, R J (1969) "Contribution on mechanical properties of rockfill", VII ICSMFE, Specialty Session No 13, México

14. Gau, F L y Olsen, R E (1971) "Uniformity of specimens of a compacted clay", *Journal of Materials*, JMLSA, Vol 6, No. 4 pp 874 - 888
15. American Society of Testing Materials (1975), *ASTM Standards*, Part 19, Designation D698-70A, USA
16. S R H (1970), *Manual de Mecánica de Suelos*, Quinta edición, México
17. Johnson, A W y Sallberg, J R (1962) "Factors influencing compaction test results", *Highway Research Board*, Bulletin 319, Washington D.C.
18. Mendoza, M J (1982) "Características esfuerzo - deformación de suelos cohesivos compactados: Efectos estructurales", *Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*
19. Terzaghi, K (1958) "Design and performance of the Sasumua dam", and "Discussion", *Procs. Institution of Civil Engineers*, 9, Londres
20. Marsal, R J y Mendoza, M J (1985), *Contribuciones al Primer Congreso Internacional sobre Geomecánica de Suelos Tropicales Lateríticos y Saprolíticos - Tropicals'85*, Brasilia, Publicación No. 48, CFE, México
21. Morin, W J y Todor, P C (1975), *Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics*, Lyon Assoc. for AID, USA



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO 3

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS SUPERFICIALES**

19 AL 24 DE OCTUBRE 1992

**COMPORTAMIENTO DE PEDRAPLENES
CARRETEROS Y DE SU ESTRUCTURA DE DRENAJE**

M. EN I. MANUEL JESUS MENDOZA LOPEZ

una búsqueda de los sitios convenientes de estudio. Así pues, en la segunda etapa de la investigación se efectuó la instrumentación de un primer prototipo, con lo que se pudo conocer su comportamiento durante la construcción (ref 3) y años después (ref 4). El pedraplén instrumentado es el conocido como "La Plazuela" y se encuentra en el Camino Costero del Pacífico (Michoacán); su estructura de drenaje es del tipo flexible ya que es un tubo circular de lámina acanalada de acero.

La tercera etapa de la investigación consistió en la instrumentación de un segundo pedraplén (ref 5) que fue el denominado "La Chachalaca" y está situado en el camino México-Zihuatanejo (Guerrero); su estructura de drenaje es del tipo rígido ya que es una bóveda circular de mampostería de piedra.

La instrumentación de estos pedraplenes se planeó para conocer los desplazamientos y es fuerzas que experimentan, tanto en su cuerpo en sí como en su alcantarilla de drenaje. Lo último se debe a que el comportamiento de tales obras está íntimamente ligado a las deformaciones del pedraplén, definiendo así un problema típico de interacción suelo-estructura; su correcto análisis y diseño debe tomar en cuenta este hecho.

La etapa final de esta investigación consistió en la revisión de las soluciones teórico-numéricas para determinar la distribución y magnitud de las cargas que actúan sobre las alcantarillas, así como la comparación con los valores medidos.

La comparación de los valores estimados de esfuerzos y deformaciones, tanto en el pedraplén como en su alcantarilla, con los datos observados mediante la instrumentación dispuesta en los dos pedraplenes prototipo, permite revisar los criterios actuales de diseño y los procedimientos de construcción; así mismo nos da oportunidad de calibrar las soluciones teóricas.

3. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS MEZCLAS ENROCAMIENTO-SUELO

Los materiales con que se construyen los pedraplenes están constituidos usualmente por una gran variedad de enrocamientos y suelos. Ello está determinado por una parte por el tipo de rocas y el fracturamiento en los cortes de donde se explotan y por la otra, por el tipo y grado de intemperismo. Para tratar de reproducir al menos algunas de esas múltiples combinaciones se realizó una campaña de ensayos en los que se incluyó un solo enrocamiento de granulometría constante, mezclado con diferentes porcentajes de arena, limo o arcilla. El tipo y condiciones de cada prueba se indican en la Tabla I y las características de los componentes se incluyen en la Tabla II. Se han reportado estos ensayos con anterioridad (ref 2) y aquí sólo se mencionan algunos resultados.

TABLA I CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYE DE LAS MEZCLAS ENROCAMIENTO-SUELO (REF 2)

Serie	Tipo	Prueba	Arena	Prueba	Limo	Prueba	Arcilla
A	Compaction dinámica (D-1)	1	0	9	10	14	10
		2	9.1	10	30	15	30
		3	16.6	11	50	16	50
		4	23.1	12	70	17	70
		5	33.3	13	100	18	100
		6	50	—	—	—	—
		7	70	—	—	—	—
		8	100	—	—	—	—
B	Compaction dinámica (D-2)	37	0	—	—	—	—
		38	20	—	—	—	—
		39	50	—	—	—	—
C	Compaction estática	19	0	22	20	—	—
		20	20	23	50	—	—
D	Compaction dinámica-estática	24	0	27	20	—	—
		25	20	28	50	—	—
		26	50	—	—	—	—
E	Compaction dinámica (D-1)	29	0	32	10	—	—
		30	10	33	30	—	—
		31	30	—	—	—	—
		40	0	43	10	—	—
		41	10	44	30	—	—
		42	30	—	—	—	—
F	Compaction dinámica y estática	45	30	—	—	—	—
		—	—	34	30	—	—
G	Compaction dinámica y estática	—	—	35	30	—	—
		—	—	36	30	—	—

* Fracción del suelo en porcentaje del peso total

Compaction dinámica — 5 min de vibrado, discos (D-1) ó (D-2)

Vibrador eléctrico D-1 (150 kg) que produce impactos verticales de 1 ton a 50 cps

Vibrador neumático D-2 (170 kg) que produce impactos verticales de 6 ton a 190 cps

Compaction estática — Tres ciclos de carga de 0-5 kg/cm²

Compaction dinámica — 5 min de vibrado, disco (D-1) + tres ciclos de carga de 0-5 kg/cm²

TABLA II CARACTERISTICAS DE LOS COMPONENTES DE LAS MEZCLAS (REF 2)

Enrocamiento	Basalto vesicular sano, tamaño máximo 17.5 cm, mínimo 6 mm diámetro efectivo 8.8 mm; $C_u = 5.3$, $e_{máx} = 0.60$, $e_{mín} = 0.61$, $\gamma_{máx} = 1.613$ t/m ³ , $\gamma_{mín} = 1.559$ t/m ³
Arena	Bien graduada, volcánica, tamaño máximo 6.5 mm, diámetro efectivo 0.12 mm, $e_{máx} = 0.69$ y $e_{mín} = 0.40$
Limo	Deposito volcánico del Valle de México, LL = 29%, $I_p = 7$; $\gamma_{máx} = 1.52$ t/m ³ y $w_{opt} = 20\%$ Proctor estándar
Arcilla	Aluvial; 96% pasa la malla # 40; LL = 38%, $I_p = 13$; $\gamma_{máx} = 1.456$ t/m ³ y $w_{opt} = 20.3\%$ Proctor estándar

La Fig 1 revela que las diferencias en las curvas de compresibilidad de especímenes compactados estáticamente son mínimas y que su rama virgen corre casi paralela a la curva del ensayo 10, compactado por vibración. La eficiencia relativa de los procedimientos diferentes de compactación se muestra en la Fig 2, en término de la relación de vacíos inicial alcanzada.

En la Fig 3 se aprecia que la compresibilidad de las mezclas con arena es menor que el de enrocamiento solo; por el contrario, cuando las mezclas son con limo o arcilla la compresibilidad aumenta para porcentajes de suelo de más de 10%. Las mayores diferencias en:

COMPORTAMIENTO DE PEDRAPLENES CARRETEROS Y DE SU ESTRUCTURA DE DRENAJE

Manuel J. MENDOZA L.

Instituto de Ingeniería U.N.A.M.

RESUMEN Se describen en este trabajo las diferentes etapas de una investigación acerca del comportamiento de pedraplenes carreteros. A las determinaciones experimentales de las propiedades mecánicas de ciertas mezclas de enrocamiento y suelo, que son los materiales típicos de estas estructuras térreas, continuó la observación e instrumentación de dos prototipos, incluyendo su estructura de drenaje. Se exponen conclusiones y recomendaciones sobre el diseño y construcción de estas obras.

B. INTRODUCCION

El desarrollo del país requiere la ampliación y mejora del sistema actual de carreteras. Debido a que en México se tienen grandes regiones en donde la topografía es muy accidentada por los sistemas orográficos existentes, la construcción de carreteras en tales zonas necesita de una cantidad considerable de puentes, túneles y pedraplenes. Por otra parte, como los diseños geométricos actuales contemplan una elevación de la rasante para eliminar las fuertes pendientes, los pedraplenes resultan en varias ocasiones de mediana a gran altura. La opción de recurrir a un pedraplén en vez de un puente, lo dicta el estudio de la curva masa y de la sección hidráulica necesaria para drenar la cuenca que reconoce la cañada en estudio; cuando se tienen volúmenes importantes de material proveniente de cortes contiguos, aunado a la posibilidad de adoptar una alcantarilla como estructura de drenaje, un pedraplén resulta una solución potencialmente más económica que la de un puente. Usualmente los cortes aportan una mezcla de fragmentos rocosos y suelos.

La necesidad de conocer el comportamiento de los pedraplenes se pone en evidencia si se recuerda que algunos pedraplenes construidos en el pasado (ref 1) han experimentado considerables asentamientos causando fallas en el pavimento y altos costos de mantenimiento.

En este trabajo se realiza un compendio de las labores desarrolladas en esta investigación y de sus resultados experimentales; se correlacionan las observaciones de campo, los resultados de las pruebas de laboratorio y los procedimientos de construcción. Se apuntan algunas recomendaciones para la selección de materiales y normas de construcción.

2. DESCRIPCION GENERAL DE LA INVESTIGACION

En la primera etapa de esta investigación, el Prof. Marsal dirigió trabajo experimental (ref 2) con mezclas tipo de enrocamiento y porcentajes variables de arena, limo o arcilla, que son los materiales con que usualmente se construyen los pedraplenes. Esta etapa fue necesaria ya que poco se conocía en la literatura geotécnica, sobre el comportamiento mecánico de mezclas enrocamiento-suelo.

La cantidad de pedraplenes que se deberá construir a lo largo de un camino y la disponibilidad de los materiales que los constituyen, obligan a recurrir a las mezclas de laboratorio semejantes a las reales, a fin de estimar los parámetros de sus propiedades mecánicas; resultaría injustificado, antieconómico e impráctico pretender muestrear y ensayar a los materiales constituyentes de estas estructuras en pruebas de tipo mecánico, a menos que por su altura, volumen o condiciones especiales así lo exijan.

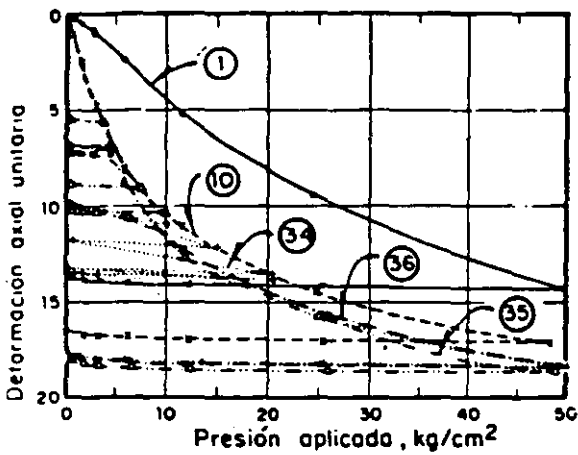
Se determinaron en el laboratorio las características de compacidad, compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante. El enrocamiento empleado fue un basalto sano con tamaño máximo de 17.5 cm y mínimo de 6 mm, que se mezcló con diferentes proporciones de suelo. La compactación fue tanto vibratoria como estática y las pruebas de compresión unidimensional se realizaron en un odómetro de 1 m² de área y hasta un esfuerzo axial máximo de 50 kg/cm²; por su parte, para los ensayos triaxiales se formaron especímenes de 1.13 m de diámetro y 2.5 m de altura y se sometieron a una presión máxima de confinamiento $\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2$.

Posteriormente se reconoció la necesidad de observar el comportamiento de prototipos desde su construcción hasta años después durante su operación; para ello se llevó a cabo

diante de las curvas ocurren cuando el esfuerzo axial $\sigma_z < 15 \text{ kg/cm}^2$. Esta concavidad pronunciada refleja el rearrreglo de los y el aumento de su rotura hasta un máximo concavidad se reduce a niveles mayores esfuerzo como resultado de la mayor capacidad por la deformación sufrida.

ensayos de compresión triaxial drenada - mezclas de enrocamiento-arena (Fig 4) indican también un mejoramiento en la resistencia al corte conforme se aumenta hasta cierto punto la fracción arenosa; la envolvente de origen para el enrocamiento solo determina una pendiente con $\phi = 34^\circ$, en tanto que a la mezcla con 30% de arena alcanza un 39° . Esta figura incluye las curvas esfuerzo-deformación, en las que el módulo de deformación aumenta también con el porcentaje de arena, junto con las curvas ϵ_v vs ϵ_2 , exhiben dilatancia.

contaminación del enrocamiento con limo o arcilla provoca efectos desfavorables en las curvas esfuerzo-deformación como se distinguen en la Fig 5; la resistencia cortante disminuye considerablemente aun para porcentajes de limo menores del 15%. El comportamiento mecánico de una mezcla con más del 30% de arcilla, es semejante al del contaminante solo.



SERIE F

Prueba	Tipo de compactación	Carga máxima (kg/cm²)	Duración, min
1	Vibratoria Disco (D-1)	—	—
10	Vibratoria Disco (D-1)	—	—
34	Estática	20	29
35		10	9
36		5	5

Nota: ver tabla 1 para identificar los probos

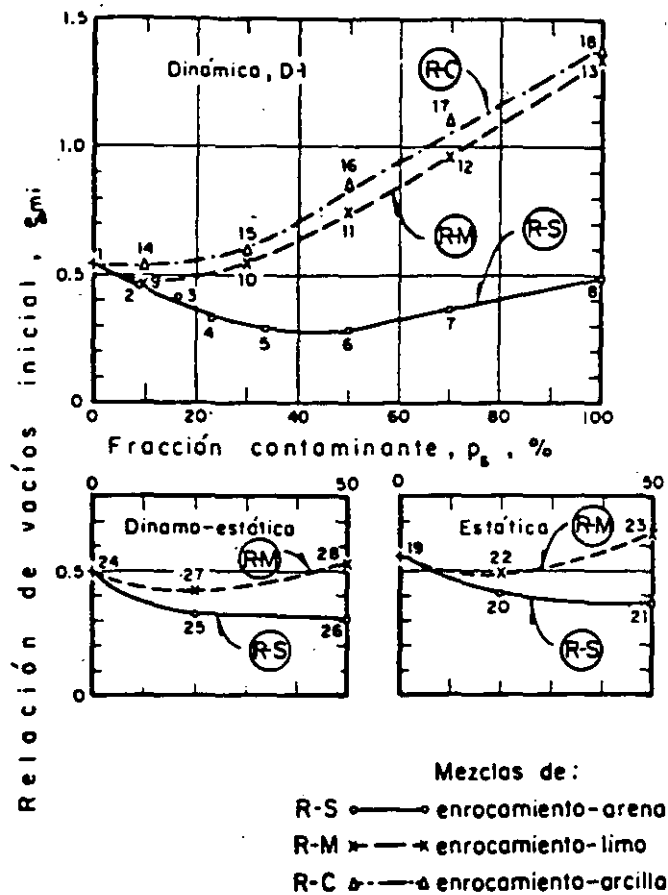
1. Efecto sobre las curvas de compresibilidad de las compactaciones estática y por vibración (ref 2).

La información anterior de las 28 mezclas diferentes enrocamiento-suelo puede ser un índice de las propiedades del material de cierre pedraplén, para lo que es necesario establecer la mejor semejanza, a través de la identificación y clasificación de los fragmentos rocosos (ref 6) y de los suelos; la de aquéllos mediante la granulometría y la solidez de sus fragmentos o granos y la de éstos mediante el S.U.C.S.

4. PEDRAPLENES INSTRUMENTADOS

4.1 Descripción del pedraplén La Plazuela y de sus materiales

El pedraplén "La Plazuela" está localizado en el km 7+190 del subtramo La Placita-Río Tizupa, Michoacán (tramo Cerro de Ortega-Playa Azul) del Camino Costero del Pacífico. El pedraplén salva una altura de 19.5 m, tiene un desarrollo por su rasante de 81 m y la pen-



Nota: ver tabla 1 para identificar los probos

Fig 2. Efecto del tipo de compactación y del porcentaje de suelo sobre la condición inicial alcanzada (ref 2).

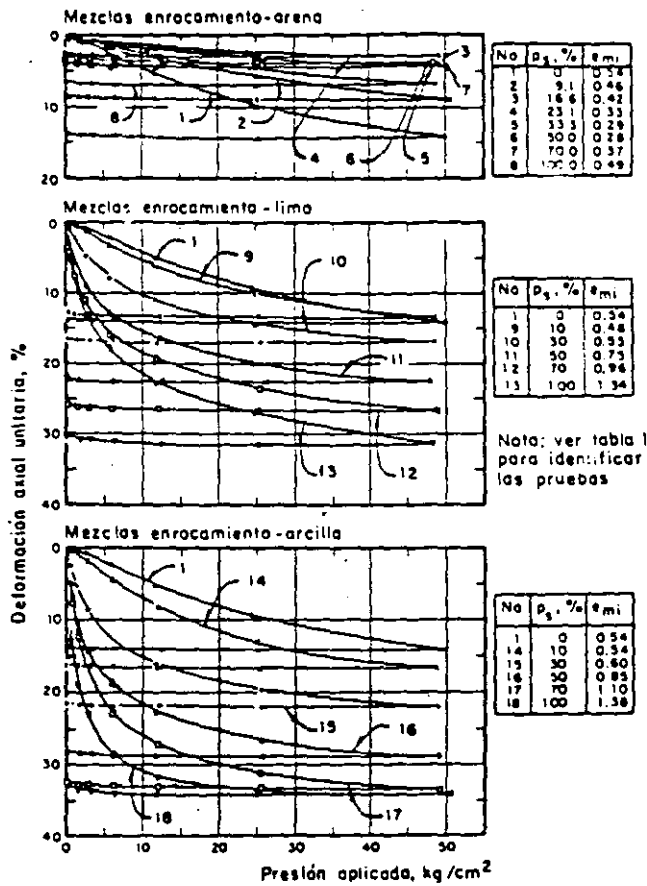


Fig 3. Curvas de compresibilidad en ensayos-confinados. Compactación por vibración. (ref 2).

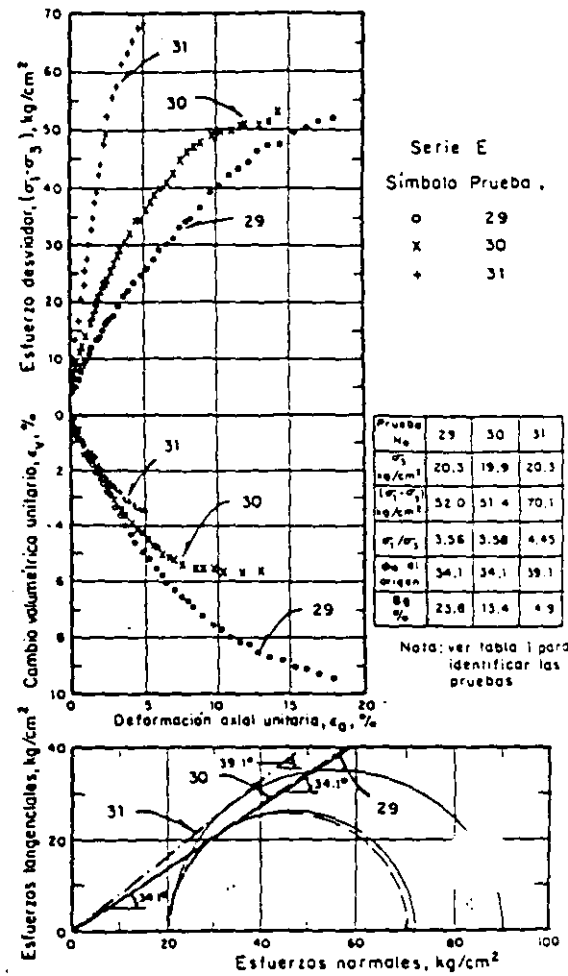
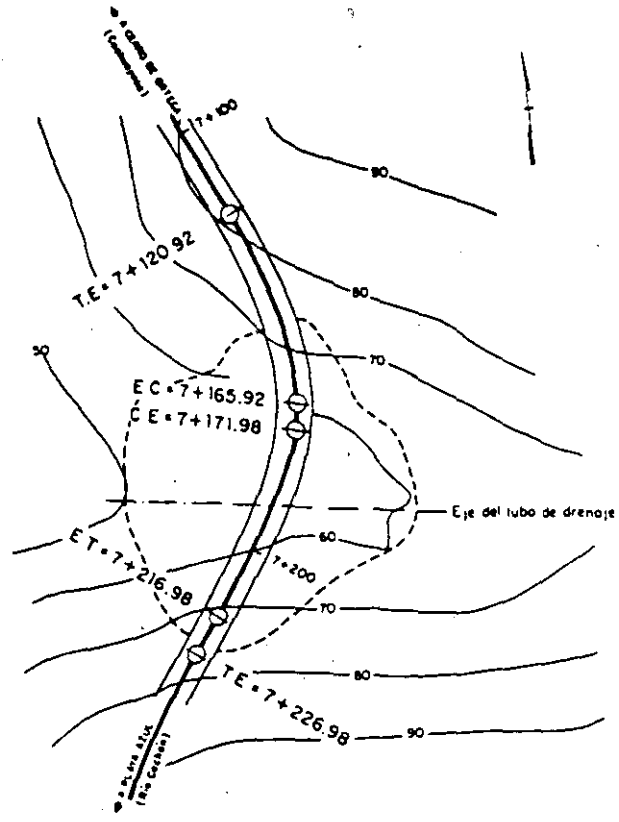
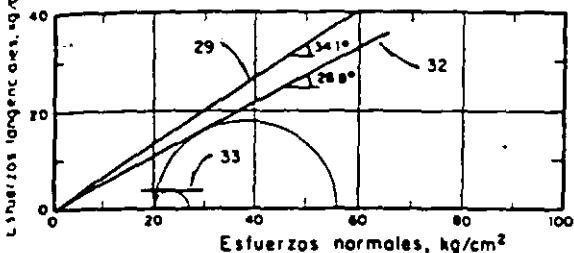
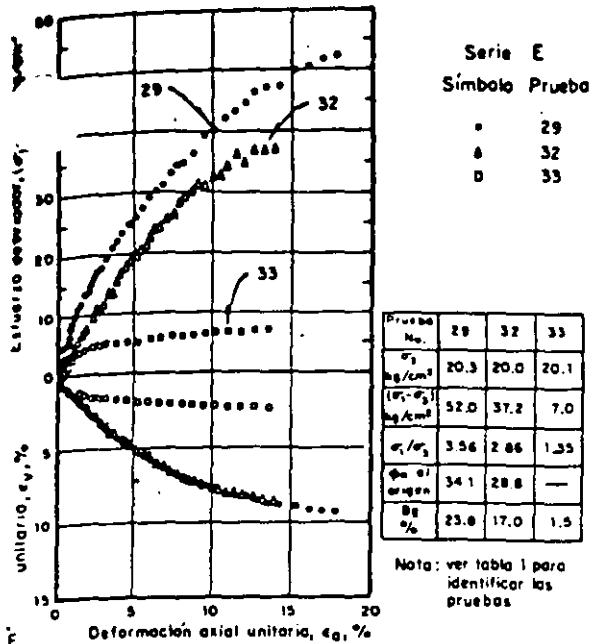


Fig 4. Ensayos de compresión triaxial en clases de enrocamiento-arena (ref 2)



b. Ensayes de compresión triaxial en mezclas de enrocamiento-limo (ref 2).

ante de sus taludes es de 1.5: 1; sus alineamientos son curvos, como se distingue en Fig 6. Su estructura de drenaje es un tubo de lámina acanalada de acero de 78.5 m de longitud, sección transversal circular con 1 m de diámetro y pendiente longitudinal 12%.

ambos flancos de la hondonada que cubre el draplén se aprecia una roca caliza; cadenas de drenaje atrás se muestra competente, fracturada y la profundidad alterada es reducida. Por razones constructivas y de la programación de ejecución, se explotó el banco contiguo al drenaje adelante, cuya roca caliza se encontró muy fracturada, metamorfozada e intemperizada en un espesor variable de hasta 6 u. El pedraplén se cimentó sobre la misma roca caliza que se observó muy fracturada y poco intemperizada.

durante la construcción se tomaron dos muestras representativas, cuya granulometría se muestra en la Fig 7. La fracción contaminante (pasa malla No. 4) se clasificó como SM 0, con $w_L = 30.7\%$ e $I_p = 6.6$. Las determinaciones de L absorción de agua y resistencia

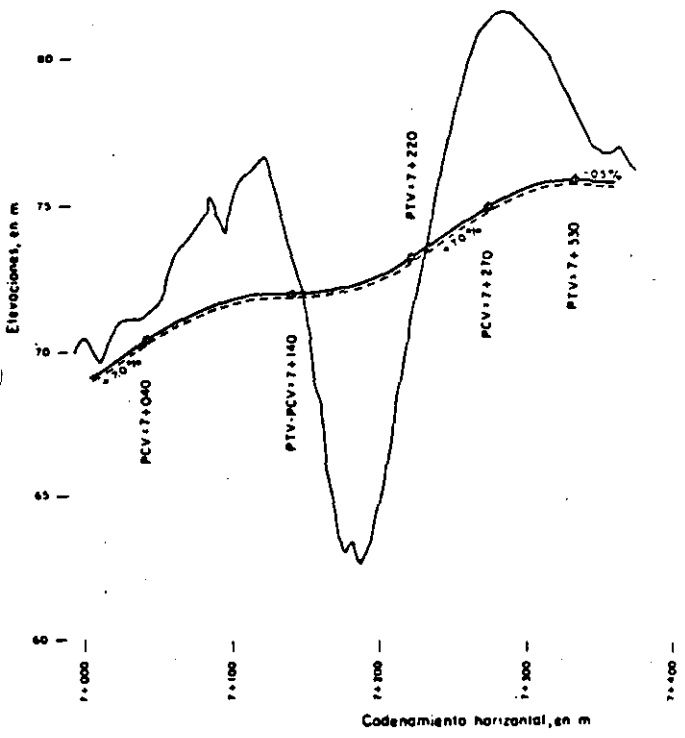


Fig 7. Draplén instrumentado "La Plazuela".

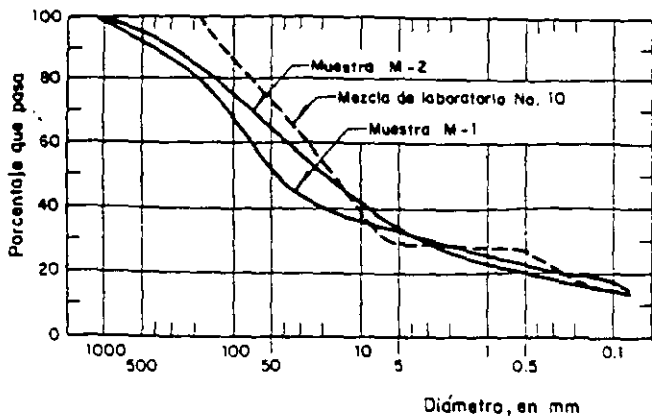


Fig 7. Distribuciones granulométricas del material del pedraplén "La Plazuela" y de su mezcla de laboratorio semejante.

a la rotura de la fracción gruesa con diferentes tamaños, indicaron que los fragmentos rocosos eran del tipo duro a semi-duro; conforme a esto y a que el coeficiente de uniformidad, $C_u > 10$, se clasificó a la fracción gruesa como del tipo 2W (ref 6).

Con base en los índices anteriores, se pudo establecer semejanza del material de este pedraplén con la mezcla ensayada de laboratorio, correspondiente a un 30% de limo y 70% de enrocamiento basáltico.

4.2 Descripción del pedraplén "La Chachalaca" y sus materiales.

El pedraplén "La Chachalaca" está situado en el km 70+520 del tramo Cd. Altamirano-El Central, Guerrero del camino México-Zihuatanejo. El pedraplén de alineamientos también curvos tiene una altura máxima de 21.2 m, una longitud por la rasante de 90 m y taludes con pendiente 1.5: 1; la zona donde se localiza la obra es de topografía accidentada, como se aprecia en las Figs 8 y 9. Su estructura de drenaje es una bóveda circular de mampostería de 4.0 m de claro, sobre cuya clave actúa un espesor máximo de material de 16.5 m.

En ambos flancos de la hondonada que salva el pedraplén se observa una roca ígnea de tipo andesítico, muy fracturada e intemperizada. Siguiendo criterios de compensación, el corte contiguo cadenamiento atrás se explotó para obtener el material que se reconoció como "G" y que cubrió el 80% del volumen total del pedraplén. En este corte principal se encontró superficialmente un material areno-arcilloso, el que junto con los fragmentos rocosos subyacentes empacados se atacaron con tractor D-8. Bajo esta capa superficial de espesor variable, con máximo de unos 5 ó 6 m, se encontró una roca fracturada cuya obtención requirió explosivos y que proporcionó bloques rocosos prismáticos, de hasta 2 m de longitud.

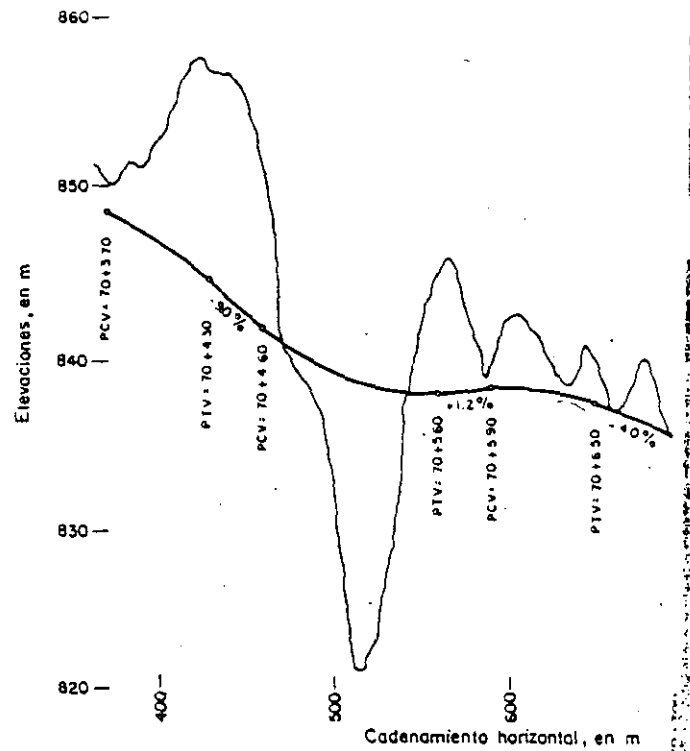


Fig 8. Alineamiento vertical en la vecindad del pedraplén "La Chachalaca".

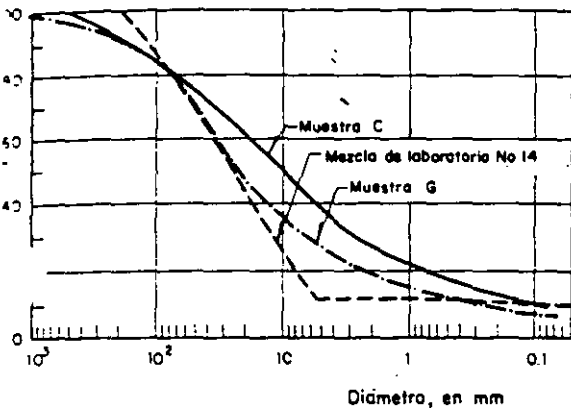


Fig 9. Vista del pedraplén instrumentado "La Chachalaca".

El material que se denominó "C" para completar el pedraplén, se obtuvo de cortes cercanos cadenamiento adelante; sus fragmentos se encontraron más alterados y en un espesor mayor que los del corte principal. El suelo contaminante de estos fragmentos fue una arena arcillosa, que se atacó con la cuchilla de tractor D-8.

lo antes descrito, el pedraplén está for-
 en su parte inferior por el enrocami-
 ogéneo "G", constituido por la mezcla
 de un suelo fino hasta grandes blo-
 sos. La parte superior está consti-
 a por la mezcla "C" de suelo fino, gravas
 agmentos rocosos pequeños, frágiles y de-
 ables.

nte la construcción se obtuvieron dos
 tras representativas de los materiales
 y "C", una vez tendidos y bandeados, pa-
 o que se hicieron pozos a cielo abierto,
 os que se aprovecharon para efectuar una
 volumétrica. La granulometría de estos
 riales se muestra en la Fig 10; así, pa-
 el enrocamiento "G" se aprecia que 26% del
 rial total pasa la malla No. 4 y 6.2%
 o. 200, en tanto que las cifras respecti-
 para el enrocamiento "C" son 37% y 10.3%.
 racción contaminante (pasa malla No. 4)
 lasificó como SC o SC-CL; la fracción me-
 de la malla No. 40 dio $w_L = 28\%$ e $I_p = 12$
 l material "G" y $w_L = 41.3\%$ e $I_p = 18.2$
 l "C".



10. Distribuciones granulométricas de los materiales del pedraplén "La Chachalaca" y de su mezcla de laboratorio semejante.

forme a los valores de los índices de soli-
 ya mencionados y su granulometría, se pue-
 clasificar (ref 6) a la fracción gruesa co-
 W, que corresponde a un enrocamiento bien
 luado y de fragmentos blandos. Por otra
 te, de acuerdo con el tipo y porcentaje de
 taminante, así como de sus límites de plas-
 tidad, se puede establecer cierta semejanza
 los materiales "G" y "C", con la mezcla ar-
 cial de laboratorio No. 14; ésta contiene
 de arcilla y 90% de enrocamiento basálti-
 Sin embargo, cabe señalar que los frag-
 tos basálticos son duros, en tanto que és-
 del pedraplén son blandos; en compensa-
 el porcentaje de arcilla en el prototi-
 menor al de la mezcla de laboratorio.

ccionar que la cala volumétrica efec-
 el material "G" arrojó un valor de
 /m³ para el peso volumétrico total.

Al revisar los manuales de diseño (ref 7) y
 las especificaciones de construcción de la Se-
 cretaría (ref 8), se encuentra que indistinta-
 mente del material, se adopta un valor de 1.6
 ton/m³. Se llama la atención acerca de que
 en general, para enrocamientos contaminados
 por suelos (refs 2 y 9) se alcanzan valores
 mayores al antes señalado.

4.3 Construcción e instrumentación

Antes de la construcción de ambos pedraplenes
 se hizo una limpia del fondo de la cañada, e-
 liminándose arbustos, troncos, etc. En los pe-
 draplenes instrumentados se levantaron verti-
 calmente desde el desplante cuatro tubos teles-
 cópicos de aluminio, con el objeto dual de me-
 dir movimientos verticales y horizontales del
 cuerpo térreo, tanto durante la construcción
 como durante su operación; para el caso se em-
 plearon sondas de asentamiento e inclinómetro
 dentro de tales tubos, los que son de dimen-
 siones estándar.

Las placas acanaladas de acero del pedraplén
 "La Plazuela" se apernaron en el sitio, Fig
 11, sin formar previamente una cama para re-
 cibir al tubo; no se arrojó éste con material
 granular seleccionado. Asimismo, recibió una
 carga asimétrica ya que se levantaron de mane-
 ra desigual los primeros metros a los lados
 del tubo. No se apuntaló el tubo, aunque se
 restringió el paso del tractor hasta tener un
 colchón sobre la clave de por lo menos un metro.

En el pedraplén "La Chachalaca" se optó por
 una alcantarilla rígida de mampostería, cuyas
 dimensiones bajo el ancho de la calzada se
 muestran en la Fig 12; el espesor de la bóve-
 da se reduce gradualmente bajo los taludes
 hasta sólo 35 cm.

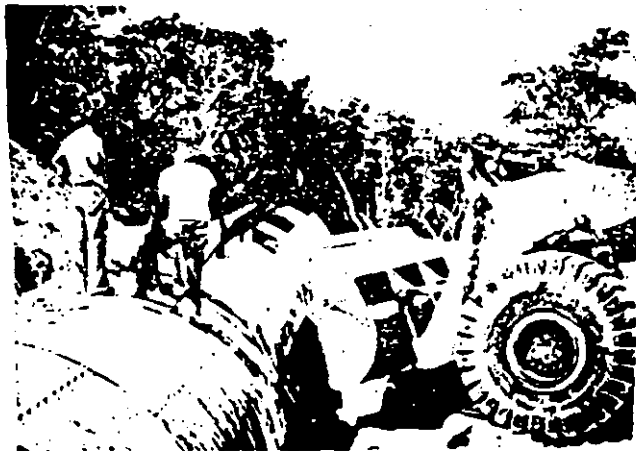


Fig 11. Vista de la alcantarilla flexible del pedraplén "La Plazuela".

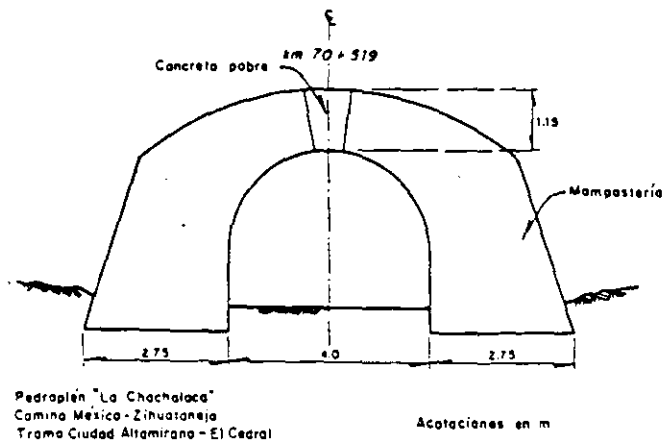


Fig 12. Sección transversal de la alcantarilla del pedraplén "La Chachalaca".

Los cortes se atacaron con la cuchilla y/o el escarificador de un tractor de 30 tons, siguiendo sensiblemente la configuración del terreno. En el pedraplén "La Plazuela" no fue necesario el uso de explosivos, en tanto que sí se requirieron para el material "G" del pedraplén "La Chachalaca".

El material para ambas estructuras fue acarreado por el propio tractor, tirado a volteo desde uno de los flancos de la barranca (balconeo) y tendido posteriormente en el pedraplén, también con tractor, en capas de alrededor de 1.5 m de espesor; una vez tendida cada capa, se le hizo pasar el tractor en cuatro ocasiones en cada punto (bandedo). En sólo dos ocasiones se regó agua sobre las capas tendidas en el pedraplén "La Plazuela". El tramo más bajo de cada tubo de inclinómetro se fijó en la roca fracturada de la cimentación con sus ranuras orientadas en las direcciones normal y longitudinal al camino. Cada tramo subsecuente del tubo se añadió cuando el nivel del pedraplén estaba cerca de la boca del tramo inmediato anterior y, antes de tender una capa adicional. A fin de evitar cargas puntuales sobre los tubos y protegerlos también de las acciones del tractor, se construyó alrededor de cada uno de ellos un brocal de fragmentos rocosos; en el espacio entre tubo y brocal se colocó una grava-arena vibrada. En las Figs 13 y 14 se presentan las plantas de localización de la instrumentación dispuesta en los pedraplenes estudiados.

Se colocaron dos celdas de presión en el pedraplén "La Plazuela" y tres en "La Chachalaca", todas ellas en posición horizontal y en secciones típicas de cada pedraplén o en la vecindad de las alcantarillas; lo anterior con objeto de medir los esfuerzos verticales actuantes, así como para ratificar el efecto de la interacción entre el enrocamiento y la alcantarilla. Estas celdas consisten de un colchón flexible circular de acero inoxidable (36.5 cm de diámetro y 2.5 cm de altura) que contienen etilenglicol; la presión del fluido

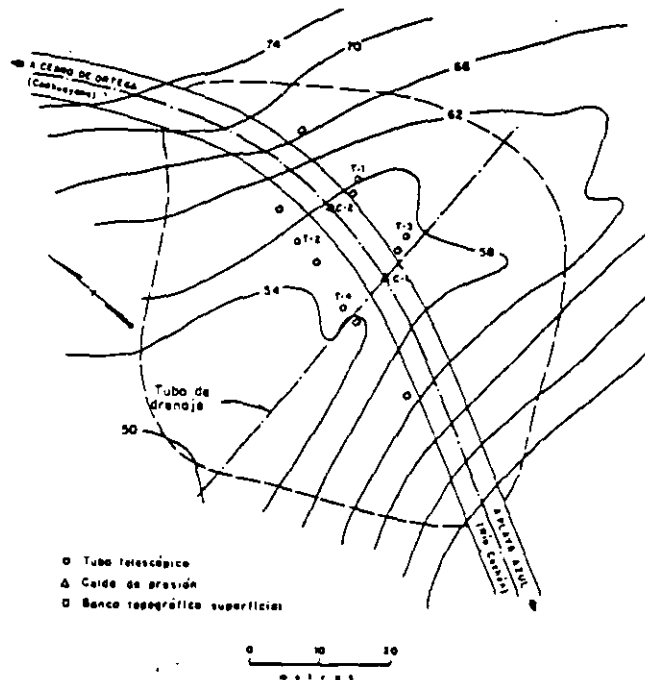


Fig 13. Planta de localización de la instrumentación dispuesta en el pedraplén "La Plazuela".

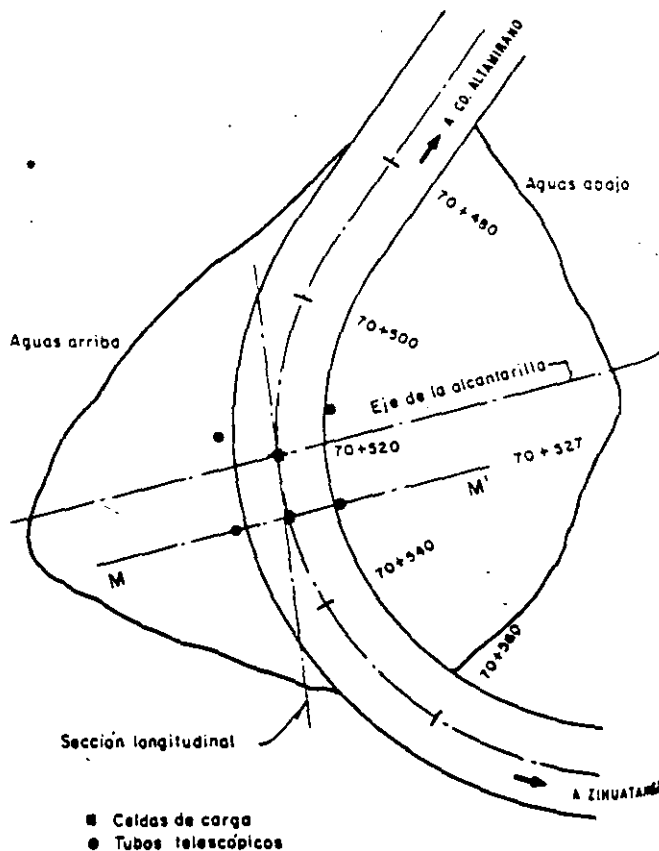


Fig 14. Planta de localización de la instrumentación dispuesta en el pedraplén "La Chachalaca".

no provocado por los esfuerzos normales externos, se mide neumáticamente con un transductor. El transductor y las mangueras del sistema se protegieron dentro de tubos metálicos, los que se condujeron a las alcantarillas, desde donde se efectúan las mediciones respectivas.

En "La Chachalaca", una vez concluida su alcantarilla rígida se dispuso en su interior en el cruce del eje del camino, una sección transversal instrumentada a fin de medir los desplazamientos que experimentan la bóveda y las paredes, al ir construyendo el pedraplén encima. Se anclaron referencias metálicas en la bóveda, las que se ligaron con un pernosujeto al piso, mediante alambres de acero de longitudes diferentes y un extensómetro eléctrico de 10 cm de carrera y sensibilidad de 0.01 cm. Antes de iniciarse el tendido de material sobre la alcantarilla se realizó una medición, que corresponde a la condición inicial de construcción; durante ésta y posterior a ella, se han hecho otras mediciones las que por diferencia con las iniciales, determinan los desplazamientos convergentes de la bóveda y divergentes de las paredes.

Al terminar "La Plazuela" se dispusieron bancos topográficos superficiales a lo largo de sus hombros. En "La Chachalaca" se colocaron tales bancos en cuatro líneas, una por cada hombro y otra en cada talud; en este pedraplén se pusieron 25 referencias, además de las mojoneras extremas de cada línea. Con su disposición se registran topográficamente los asentamientos mediante nivelación, y los desplazamientos horizontales con el establecimiento de líneas de colimación.

Los desplazamientos verticales dentro del pedraplén se midieron conforme se avanzó en la construcción y posteriormente durante su operación; ello se efectúa con un torpedo de asentamientos cuyas aletas retráctiles se atan en el extremo inferior de cada tramo de tubo telescópico, lo que permite medir con una cinta metálica graduada la distancia de cada tramo a la boca del tubo en la superficie. Para cada medición que se realiza a través del tiempo se conoce por nivelación la cota de la boca; los niveles de los tramos de tubo dentro del pedraplén se obtienen simplemente al restarle a dicha cota, las profundidades medidas.

Los datos del inclinómetro se registraron en un puente de Wheatstone, que recoge la señal de un transductor acoplado a un péndulo, los que se encuentran dentro de un torpedo estanco. La sensibilidad del sistema es de un tercio de minuto de inclinación en un intervalo de $\pm 17^\circ$ respecto a la vertical.

5. ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

5.1 Esfuerzos verticales.

En la Fig 15 se muestran las variaciones del esfuerzo vertical σ_z conforme se fue construyendo el pedraplén "La Plazuela"; se incluye el esfuerzo geostático γH . La celda No. 1

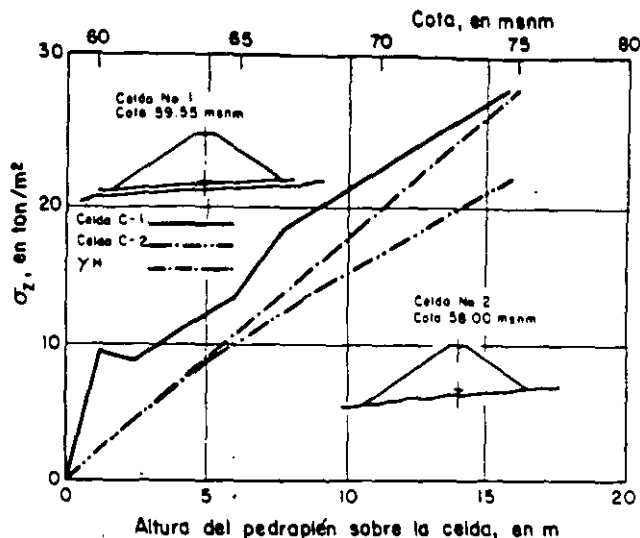


Fig 15. Esfuerzos verticales medidos en el pedraplén "La Plazuela" y sobre su alcantarilla flexible.

se encuentra 30 cm sobre la clave de la alcantarilla flexible, en tanto que la No. 2 se localiza en una sección transversal típica del pedraplén, distante de la alcantarilla. La variación en la celda No. 1 fue inicialmente un tanto errática, debido a las apreciables deformaciones del tubo; al final de la construcción el esfuerzo vertical sobre la clave es sensiblemente igual al γH sobreyacente, con ligero aumento después de la construcción. En el cuerpo del pedraplén, la celda No. 2 mostró una respuesta bien definida conforme se avanzó en la construcción. La variación del esfuerzo vertical no fue lineal, que correspondería a la condición geostática de un medio semifinito, sino que se tuvieron cada vez incrementos más pequeños conforme se colocaron capas superiores; al final de la construcción se midió aproximadamente un 80% del peso del prisma sobreyacente.

En la Fig 16 se muestran las variaciones de σ_z durante la construcción del pedraplén La Chachalaca; de manera análoga al anterior, se dispusieron celdas de presión sobre la clave de la alcantarilla, en este caso rígida, y en una sección transversal alejada de ella. Los valores medidos sobre la clave resultan del orden de 175% de γH ; esta concentración de esfuerzo se debe a la mayor rigidez de la alcantarilla respecto al material circundante, con lo que se provoca un arqueado invertido al comprimirse menos la bóveda de la alcantarilla que el material del pedraplén a los lados de la misma. Una vez en operación el pedraplén, se detectó una ligera reducción de σ_z ; lo anterior parece reflejar los ciclos estacionales de sequía-lluvia, que producen asentamientos diferenciales sobre y cerca de la alcantarilla, los que a su vez provocan la acentuación del efecto de interacción material terreno-estructura.

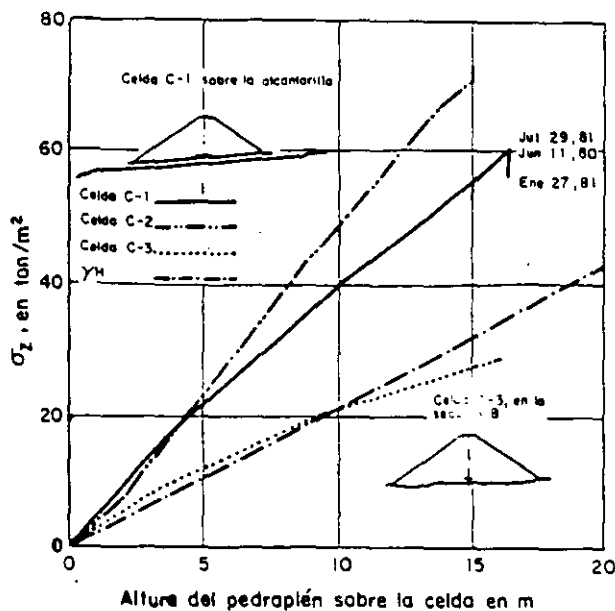


Fig 16. Esfuerzos verticales medidos en el pedraplén "La Chachalaca" y sobre su alcantarilla rígida.

En una sección alejada de la alcantarilla, se pudo constatar que los esfuerzos medidos fueron muy próximos al esfuerzo geostático al alcanzarse la altura máxima; al final de la construcción se midió un esfuerzo de aproximadamente el 85% del γH .

Con estos dos casos se pone en evidencia la importancia del conocimiento de los mecanismos de interacción entre la alcantarilla y el material del pedraplén. El esfuerzo sobre la clave no es simplemente el γH del prisma de material sobreyacente; así, se puede duplicar el valor de γH en una alcantarilla rígida (mampostería o concreto) o bien ser una fracción de ese valor en una flexible (acero, aluminio, plástico). Existen diversas soluciones teóricas para predecir las cargas sobre las alcantarillas; entre ellas se cuenta con una elástica propuesta por el Dr N Carrillo, la de Marston-Spangler y la sugerida por Terzaghi. La exposición de tales teorías está fuera del objetivo de este trabajo; en la ref 10 se hace una revisión de ellas. Adicionalmente, en la ref 11 se describe una técnica para evaluar, mediante el método de los elementos finitos, los asentamientos que se generan por el aumento en el grado de saturación de los materiales del pedraplén durante la temporada de lluvias.

5.2 Deformaciones verticales

Como resultado de las mediciones con sonda de asentamientos durante la construcción de los dos pedraplenes estudiados, se encontró que en ambos ocurrieron mayores deformaciones en las zonas bajas del pedraplén que en las superiores. En la Fig 17 se muestra la variación de las deformaciones verticales unitarias me-

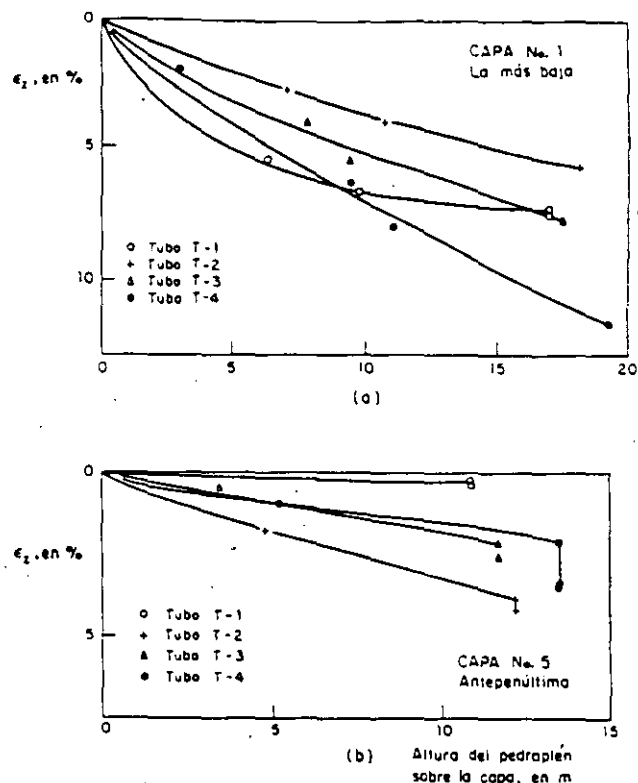


Fig 17. Deformaciones unitarias verticales medidas durante la construcción. Pedraplén "La Plazuela".

didadas conforme se fueron adicionando capas encima; la capa del fondo experimenta valores de ϵ_z hasta del 10% (Fig 17a) en tanto que la penúltima no llega al 5% (Fig 17b) para misma sobrecarga de material. Las diferencias de ϵ_z en diversas capas es síntoma de heterogeneidad en el material. Las deformaciones acumuladas en el período de construcción del pedraplén "La Plazuela" ascendió a 40 cm, mientras que en "La Chachalaca" fue de 60 cm; después de luego estos asentamientos se restituyen con más material durante la construcción, para dar finalmente la rasante de proyecto.

Ya durante la operación es muy significativa la relación entre la ocurrencia de asentamientos y la temporada de lluvias. En la Fig 18 perteneciente al pedraplén "La Plazuela" puede apreciarse el fuerte asentamiento entre julio y septiembre del primer año de servicio el cual disminuye en las subsecuentes temporadas de lluvia. Lo anterior se repite en "La Chachalaca" con la salvedad de que los asentamientos en los lados izquierdo y derecho son desiguales, como se observa en la Fig. 19; ello se debe a la efectividad de un drenaje de generosas dimensiones situado en el hombro izquierdo (aguas abajo), que permite desplazar el agua hasta el propio pie del pedraplén sin verterla sobre los taludes.

Las estimaciones de asentamientos, con base en el coeficiente de compresibilidad definido

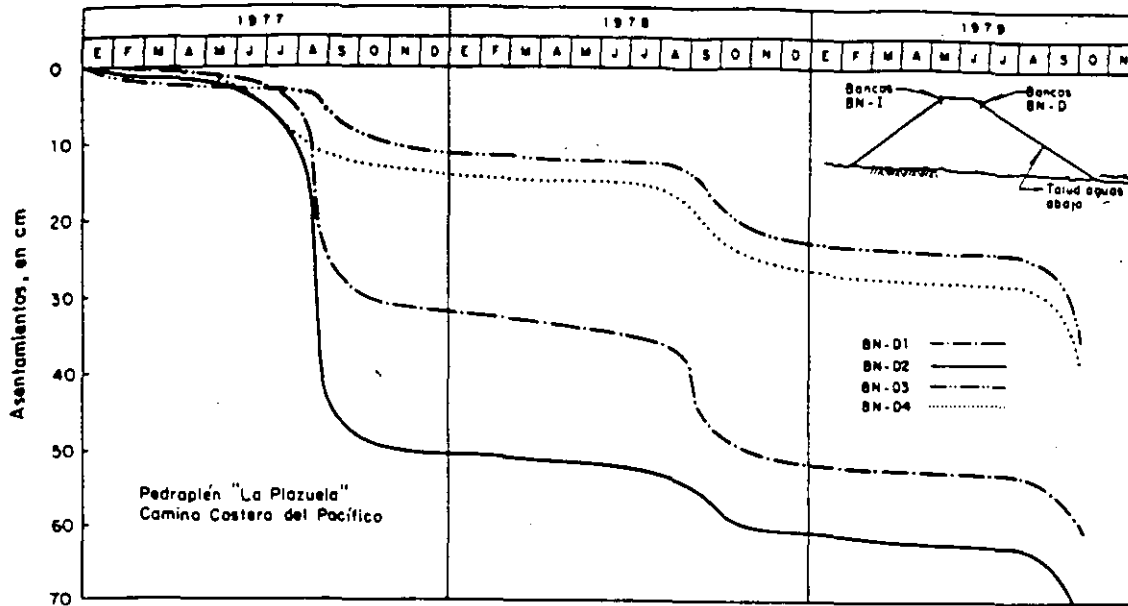
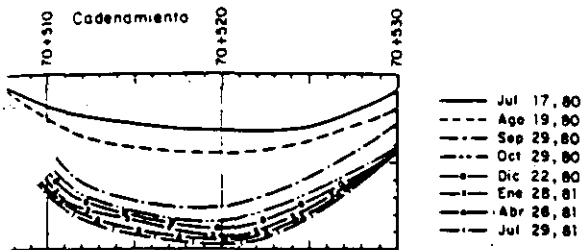
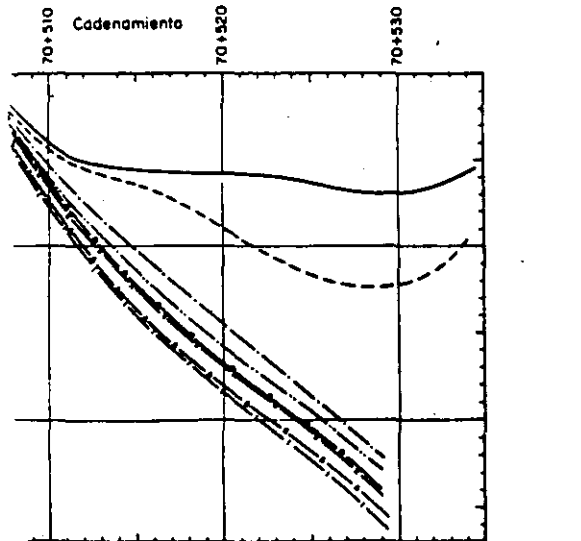


Fig 18. Asentamientos de los bancos topográficos superficiales en la vecindad del hombro aguas abajo. Pedraplén "La Plazuela".



a) Hombro izquierdo



b) Hombro derecho

Asentamientos de los hombros del pedraplén "La Chachalaca" durante su operación.

en los ensayos con las mezclas No 10 y No 14, dieron valores muy semejantes a los medidos antes de la temporada de lluvias en ambos pedraplenes; ello ratifica la conveniencia de recurrir a los resultados de los ensayos de compresibilidad y resistencia de esas mezclas tipo, para predecir el comportamiento de pedraplenes.

Los asentamientos ocurridos en "La Plazuela" después de cinco años de operación son de aproximadamente 70 cm, mientras que en la Chachalaca asciende a 30 cm en dos años.

5.3 Deformaciones horizontales

Los desplazamientos horizontales durante la construcción en ambos pedraplenes, medidos con inclinómetro, fueron moderados; no excedieron en ningún caso los 10 cm. Ya durante la operación se hizo notorio el efecto de las lluvias; en la Fig 20 se muestran los desplazamientos laterales experimentados por los bancos del hombro aguas abajo en "La Plazuela". En la Fig 21 se pone en evidencia nuevamente la bondad de un buen sistema de drenaje superficial en el pedraplén "La Chachalaca"; tales desplazamientos superficiales repercuten hasta incluso 9 m de profundidad como se distingue en la Fig 22.

La combinación de los desplazamientos verticales y horizontales experimentados por estos dos pedraplenes, dio como resultado agrietamientos longitudinales y transversales, de hasta 4 cm de abertura en La Plazuela; estos agrietamientos no ponen en peligro la estabilidad de dichas estructuras, pero de haberse construido el pavimento definitivo inmediatamente después de las terracerías, aquéllos hubieran originado molestias y gastos adicionales para su reparación y mantenimiento.

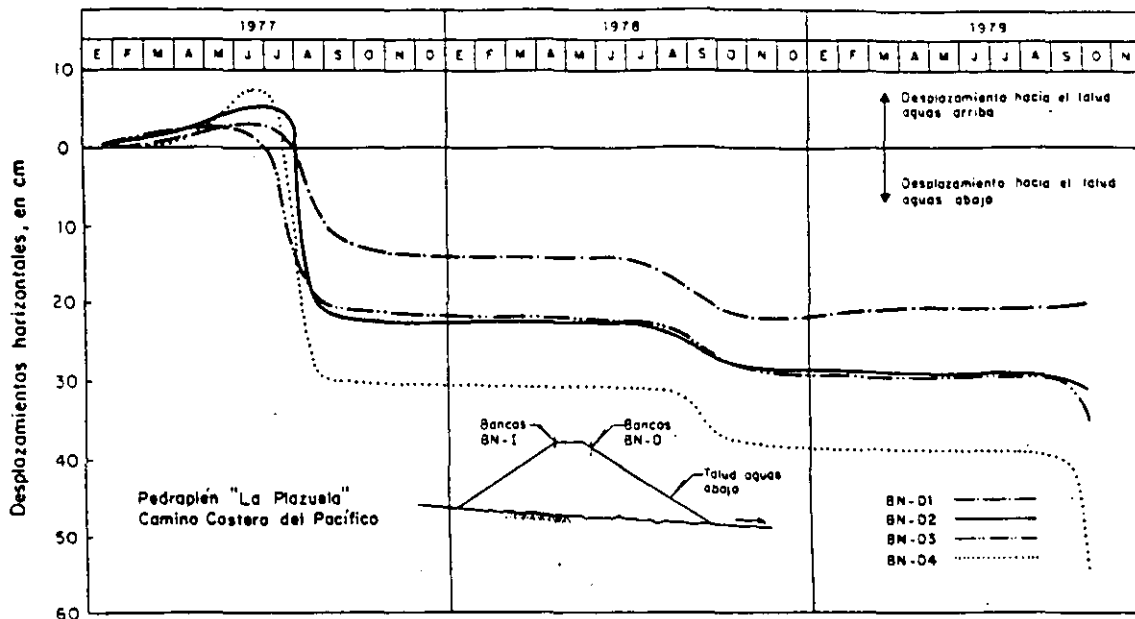


Fig 20. Movimientos horizontales de los bancos topográficos superficiales en la vecindad del hombro aguas abajo. Pedraplén "La Plazuela".

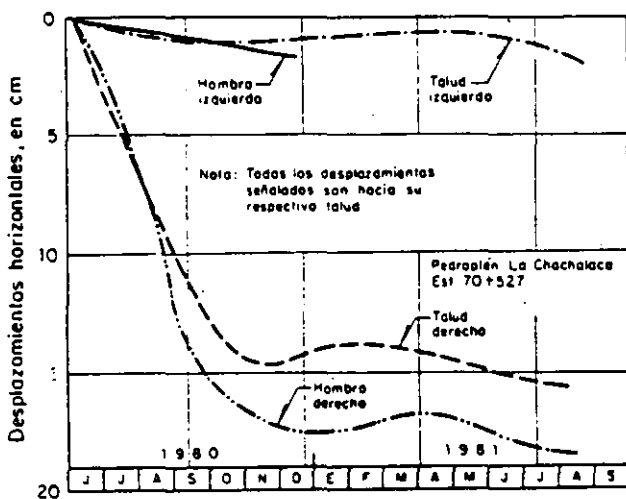


Fig 21. Desplazamientos laterales superficiales en el pedraplén "La Chachalaca" durante su operación.

5.4 Deformaciones de las alcantarillas

De las mediciones realizadas en la alcantarilla de mampostería del pedraplén La Chachalaca, se desprende que los desplazamientos radiales de la bóveda son convergentes, ver Fig 23, sensiblemente simétricos y con un máximo de aproximadamente 11 mm, al cabo de un año de operación. Los desplazamientos en la dirección horizontal y transversal de la alcantarilla son divergentes y de no más de 3 mm. La

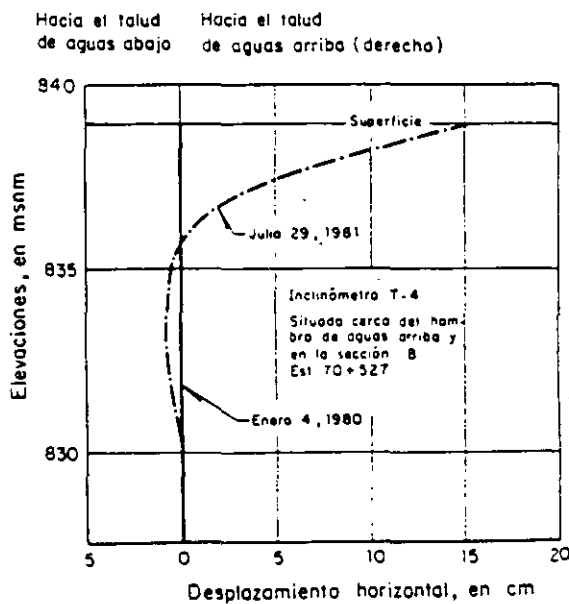


Fig 22. Desplazamientos horizontales en la vertical bajo el hombro de aguas arriba, durante la operación del pedraplén "La Chachalaca".

mayor parte de las deformaciones de la bóveda ocurren durante la construcción, debido a los esfuerzos crecientes a que se ve sometida esta etapa; las deformaciones diferidas medidas representan aproximadamente 10% de las servadas al cabo de la construcción.

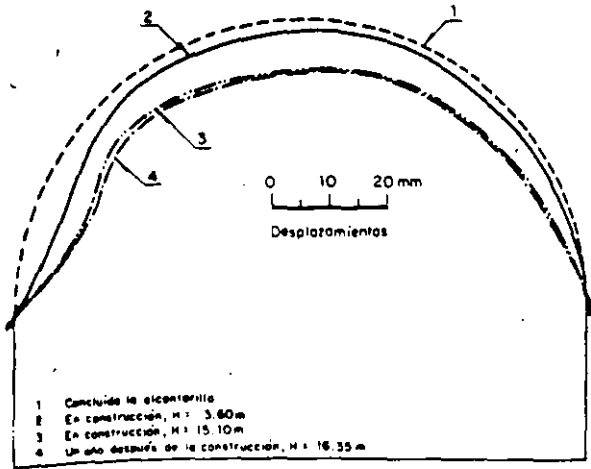


Fig. 23. Deformaciones medidas de la bóveda del pedraplén "La Chachalaca".

Para complementar las mediciones de campo, se realizó a cabo un análisis con el método de los elementos finitos (ref 11) con el que se calcularon deformaciones de la bóveda muy semejantes a las medidas; con ello se ratificó la validez de esta técnica analítico-numérica.

Lo que se refiere al tubo acanalado de concreto del pedraplén La Plazuela, se midieron deformaciones apreciables que llevaron al tubo inicialmente circular a una forma elipsoide, sobretodo en la parte bajo la calzada del camino. Al final de la construcción se presentó en la sección transversal de la alcantarilla bajo el eje del camino, una diferencia de 48 cm entre sus dimensiones horizontal (montada) y vertical (disminuida), lo que representa una deformación unitaria de 7.5% en cada dirección.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La ocurrencia de los mayores asentamientos y desplazamientos laterales en el cuerpo de un pedraplén carretero, así como de la generación de agrietamientos, coincide con la temporada de lluvias. Al parecer ocurre un fenómeno de colapso por la baja cantidad de agua que poseen estos materiales al ser colocados en el pedraplén.

Toda vez que económicamente sea factible añadir agua a los materiales durante su construcción, es técnicamente, muy justificable. De otra manera, es recomendable no construir el pavimento definitivo sino después de sufrir una temporada de lluvias, y construir obras de drenaje superficial de tamaños suficientes. En pedraplenes cuyos alineamientos faciliten el escurrimiento de agua hacia ellos, y tratándose de zonas con fuertes lluvias, la obra de drenaje tipo canal que se empleó en el pedraplén "La Chachalaca", permite evacuar con eficiencia el agua prácticamente hasta el pie del pedraplén.

b) La predicción teórica de asentamientos sobre la base de los resultados de laboratorio coincide con las deformaciones medidas antes de la temporada de lluvias. Usando ensayos simples de clasificación y caracterización de los componentes de cierto enrocamiento-suelo, es posible asignar por comparación los parámetros de compresibilidad y resistencia de mezclas tipo ensayadas en el laboratorio.

Para poder predecir los asentamientos que ocurrirán después de una temporada de lluvias, se sugiere llevar a cabo ensayos de laboratorio con mezclas de enrocamiento-suelo, que se someterían a procesos de humedecimiento bajo carga; tal procedimiento no se incluyó en la etapa inicial de la investigación, ya que su importancia se evidenció después de instrumentar los dos prototipos.

c) Se midieron en los pedraplenes deformaciones desiguales a través de su cuerpo; en ambos se detectaron deformaciones mayores en las zonas más bajas comparando desde luego bajo mismas sobrecargas. Esto se debe primordialmente a la presencia de material más alterado y compresible en las zonas más profundas del pedraplén, debido a la explotación por capas del corte.

El procedimiento de construcción actual de los pedraplenes, favorece la formación de una masa heterogénea. Para pedraplenes altos parece conveniente la explotación del banco de préstamo en frentes verticales, a fin de facilitar la mezcla de los suelos superficiales con los fragmentos rocosos menos intemperizados y más profundos.

Otra alternativa para reducir la compresibilidad de pedraplenes altos, es la separación de los materiales según su tamaño, para zonificarlos en el cuerpo del pedraplén. Para el caso, el material de los cortes debería separarse en por lo menos dos fracciones, por ejemplo en mayores y menores de 30 cm. La fracción menor se colocaría hacia el centro en capas de unos 50 cm de espesor, mientras que la fracción mayor se dispondría en las zonas cercanas a los taludes en espesores de 1 a 2 m.

Otro aspecto que provoca heterogeneidades en el pedraplén es el balconeo del material desde los flancos de una cañada, debido a la segregación de los materiales; sería deseable transportarlos a través de rampas de acceso por medios apropiados.

d) Debe tenerse en cuenta en el análisis y diseño de las alcantarillas bajo pedraplenes el fuerte efecto de interacción material terreno-estructura. En una alcantarilla rígida de mampostería o concreto ocurre concentración de esfuerzo vertical debido a un efecto de arco invertido; así, el esfuerzo sobre la clave puede resultar casi el doble del peso propio, como se midió en el pedraplén "La Chachalaca". Por el con-

trario, en una alcantarilla flexible de lámina acanalada de acero ocurre un efecto de arqueamiento, con lo que el esfuerzo sobre su clave puede resultar incluso menor al geostático, como se midió en el pedraplén "La Plazuela". Existen soluciones analíticas y analítico-numéricas que permiten estimar la magnitud y distribución de las presiones que actúan sobre las alcantarillas tanto rígidas como flexibles:

- e) La construcción de pedraplenes por capas está ampliamente justificada. Para estructuras de menos de 20 m de altura, tres pasadas de tractor (bandeo) del peso de un D-8 en cada capa parece suficiente con tal de que los fragmentos rocosos de más de 75 cm sean colocados cerca de los taludes.

RECONOCIMIENTOS

Se reconoce el patrocinio de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de su Dirección General de Carreteras Federales, para la realización de esta línea de investigación que inició el Prof. R J Marsal.

Merecen agradecimiento los ingenieros de la Oficina de Geotecnia de la DGCF y los residentes de los caminos, quienes participaron con el autor en la selección de sitios y la planeación e instrumentación de los pedraplenes; en esta última tarea se reconoce la valiosa colaboración del Sr. Orlando Palacios L del Instituto de Ingeniería, UNAM.

REFERENCIAS

1. Vargas, F (1975) "Proyecto y construcción de carreteras", ponencia mexicana al XV Congreso Mundial de Carreteras, Tema 1, México

2. Marsal, R J y Fuentes, A (1975) "Enrocamientos contaminados por suelos", Informe del II-UNAM a la SOP
3. Mendoza, M J (1979) "Behavior of contaminated rockfills for roads". 2a parte de la potencia mexicana al XVI Congreso Mundial de Carreteras, Tema 2, Viena
4. Mendoza, M J (1979) "Comportamiento del pedraplén La Plazuela después de la construcción. Camino Costero del Pacífico", Informe del II-UNAM a la SAHOP
5. Mendoza, M J (1982) "Comportamiento del pedraplén La Chachalaca durante su construcción y operación. Camino México-Zihuatanejo". Informe del II-UNAM a la SAHOP
6. Marsal, R J (1972) "Resistencia y compresibilidad de enrocamientos y gravas", Publicación Series No 306 del Instituto de Ingeniería, UNAM
7. S.O.P. (1965) Proyectos tipo de obras de drenaje para carreteras, Dirección General de Proyectos y Laboratorios, México
8. S.O.P. (1974), Especificaciones generales de construcción, Parte Tercera, México
9. Penman, A y Charles, J (1975) "Deformations and stresses in rockfill over a rigid culvert", Building Research Establishment, current paper 100/75
10. Mendoza, M J, Romo M P y Magaña, R (1982) "Cargas sobre alcantarillas de pedraplenes", Informe del II-UNAM a la SAHOP
11. Mendoza, M J, Romo M P y Magaña, R (1982) "Pressures on a road-embankment rigid culvert", Memorias del 7° CPMSIC, Vol I, p 389, Vancouver.



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO: III

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUPERFICIALES**

ING. RAUL V. OROZCO SANTOYO

PALACIO DE MINERIA

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

REFLEXIONES SOBRE CONTROL DE CALIDAD

ING. RAUL VICENTE DROZCO SANTOYO, M.I.
RAUL VICENTE DROZCO y CIA., S.A. de C.V.
(GRUPO COCONAL)

- ¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?
- ¿Qué ocurre si se rompe la continuidad en la granulometría de un agregado para concreto hidráulico? ¿Qué pasa si la curva granulométrica se sale de los límites tradicionales?
- ¿Es correcto controlar la calidad de un revestimiento de concreto hidráulico para un canal, a partir de pruebas de compresión simple a 28 días de edad?
- ¿Es necesario que el revestimiento de un canal sea siempre impermeable?
- ¿Es correcto diseñar y controlar la calidad de un revestimiento asfáltico impermeable para un canal, con base en las especificaciones tradicionales tipo Marshall o similares?
- ¿Es lícito construir una carpeta asfáltica de alta rigidez sobre una base de apoyo deformable, en una aeropista?
- ¿Es sinónimo de calidad exigir los "famosos" 100% mínimo de compactación, para las capas de suelo en un pavimento?

Así como estas reflexiones hay muchas otras que el ingeniero civil debe tomar en consideración en cualquier etapa de proyecto, construcción y Control de Calidad de una obra.

REFLEXIONES SOBRE CONTROL DE CALIDAD

INTRODUCCION

Es muy común entre los ingenieros que se dedican a la construcción de obras civiles, preocuparse de los aspectos relativos a los conceptos de obra para alcanzar la máxima eficiencia en todas las operaciones constructivas y, por ende, el mayor beneficio económico posible.

Esto trae, como consecuencia, un descuido real en los aspectos técnicos, íntimamente ligados a la concepción, la ejecución y el Control de Calidad de un proyecto.

Cuando se concibe y desarrolla un proyecto de ingeniería, el Proyectista tiene que establecer con toda claridad el Nivel de Calidad que debe asegurar el Constructor de la obra.

El Nivel de Calidad viene siendo el conjunto de características cualitativas y cuantitativas que deben satisfacer los materiales, las instalaciones y componentes de la obra, en los aspectos de resistencia a las cargas por soportar, asentamientos totales y diferenciales, deformaciones, geometría, apariencia, durabilidad, capacidad de carga, etc.

El Nivel de Calidad implica establecer el criterio de aceptación o rechazo, mediante el Valor Medio de la característica a medir y su Desviación Estándar o Coeficiente de Variación (como medidas de dispersión de valores, con respecto al Medio), así como la Probabilidad de falla en los ensayos (cada ensayo es el promedio de 2 valores, como mínimo, de la característica medida).

Hay características básicas y subordinadas a éstas. Entre las características básicas se tienen, por ejemplo:

- La resistencia a la compresión simple o a la flexión del concreto hidráulico, estimada de probetas convencionales,
- La permeabilidad de un suelo compactado o del concreto (hidráulico o asfáltico), obtenida del coeficiente de permeabilidad medido en parámetros diseñados ex-profeso, y
- La resistencia a la erosión del concreto hidráulico o asfáltico, estimada a partir de una prueba de desgaste convenida.

La humedad y el grado de compactación de un relleno estructural, por ejemplo, son características subordinadas a la capacidad de carga y la deformabilidad, que son las básicas.

El Nivel de Calidad deseado lo complementan en la práctica las variaciones permisibles, en más o en menos, con respecto al Valor Medio Requerido de la característica a medir. Por lo tanto el Control de Calidad consiste, precisamente, en verificar que durante el proceso constructivo se va asegurando el Nivel de Calidad deseado, especialmente en el producto ya terminado.

El Control de Calidad incluye todas las operaciones inherentes al muestreo, ensayo, inspección y selección de materiales, previamente a la ejecución de la obra, para asegurar que el procedimiento constructivo satisfaga las exigencias de la misma.

Durante la construcción de la obra, el responsable del Control de Calidad, que llamaremos por brevedad: el Laboratorio, ejecutará la inspección, el muestreo y los ensayos necesarios, en todas las etapas, para que se logre el Nivel de Calidad deseado en los diversos conceptos de obra involucrados; además, tiene que suministrar información oportuna a la Residencia de construcción para que, con debido conocimiento, actúe en plan correctivo, oportuno y eficaz, a fin de evitar defectos en métodos constructivos, en caso de ser requerirse, habida cuenta de que al Laboratorio no tiene carácter ejecutivo en la obra, salvo en casos especiales.

De lo anteriormente expuesto, se puede establecer que el Control de Calidad es un sistema integrado de actividades, factores, influencias, procedimientos, equipos y materiales, que afectan el establecimiento y, posteriormente, el logro del Nivel de Calidad estipulado, para que una obra cumpla con su propósito.

PRIMERA REFLEXION

¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?

Conviene analizar primero el proceso de Control de Calidad llevado por el Constructor de una obra en un caso cualquiera.

En la Lámina 1 se presenta un sistema para satisfacer el Nivel de Calidad establecido por el Proyectista, que debe asegurar el Constructor mediante el Control que el Laboratorio le proporciona.

No basta que el Proyectista fije la Resistencia de Proyecto (f'_c), que es la más usual, sino que es necesario fijar, además, la Probabilidad de Falla en los ensayos (P_f). Por ejemplo, si $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, es necesario saber si de cada (5) ensayos (teoría elástica) o de cada (10) (teoría plástica), puede fallar (1); o bien, según la importancia del elemento estructural: por ejemplo, en las losas de una banqueta se podría permitir que de cada (3) ensayos fallara (1) ($P_f = 1/3$) o, si se trata de una trabe maestra de gran importancia, podría adoptarse un $P_f = 1/20$ a $1/100$, según lo considere el Proyectista.

Ahora bien, el Constructor de la obra debe asegurar una Resistencia Media Requerida (f'_{cr}) evidentemente mayor que la de Proyecto (f'_c). Con el auxilio del Laboratorio se fijará la Mezcla de Diseño (M_d), según el Coeficiente de Variación Total (V_t) obtenido durante la construcción, que representa una medida de la dispersión de los resultados.

En la Lámina 2 se observa que, para una Resistencia

cia de Proyecto dada ($f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$) y una Probabilidad de Falla en los ensayos dada ($P_f = 1/5$), a mayor Coeficiente de Variación ($V_t = 0.10$ a 0.20) se necesita una mayor Resistencia Medie Requerida ($f_{cr} = 218$ a 240 kg/cm^2). En otras palabras, mientras menor Control de Calidad haya durante la construcción, mayor será el Coeficiente de Variación Total (V_t), según se ilustra en la Lámina 3.

Para facilitar el cálculo de f_{cr} , en la Lámina 4 se presenta la relación gráfica entre los conceptos anteriormente mencionados. Como ilustración, para $V_t = 0.15$ y $P_f = 1/5$, $f_{cr}/f'_c = 1.15$. Si $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$, $f_{cr} = 230 \text{ kg/cm}^2$. Por lo tanto:

La Mezcla de Diseño (M_d) será dada por el Laboratorio al Constructor para lograr una Resistencia Medie Requerida (f_{cr}) de 230 kg/cm^2 .

Una vez que se tiene seleccionada la Mezcla de Diseño (M_d), el Laboratorio debe proceder al Control de Calidad por "Etapas" y "Niveles", tal como se ilustra en la Lámina 5 y se explica a continuación:

a) PREVISION

El primer Nivel de Control corresponde a la etapa de PREVISION en los ingredientes separados, para su aceptación o rechazo. Esto se logra mediante Cartas de Control, aplicadas a los indicadores o parámetros más relevantes, como los sugeridos en la Lámina 6.

Para el caso de la arena, en las Láminas 7 y 8 se presentan dos ejemplos de Cartas de Control correspondientes al Módulo de Finura y al Contenido de Finos, respectivamente.

En la Lámina 7 se observa que la gráfica de ten-

dencias está dentro de la Zona de Aceptación. Cada punto representa, no el valor individual, sino el promedio de los cinco últimos valores consecutivos de los ensayos durante el proceso continuo. En la Lámina 8 se nota que la gráfica de tendencias ha entrado prácticamente a la Zona de Aceptación.

Lo importante de la PREVISION del Laboratorio es triba en tomar las medidas correctivas oportunas, para tratar de mantener el ingrediente dentro de la Zona de Aceptación. En caso de que la gráfica de tendencias entre a la Zona de Corrección, no debe suspenderse el proceso continuo (producción) hasta que entre marcadamente a la Zona de Rechazo.

Para el caso de la grava, en las Láminas 9 y 10 se presentan dos ejemplos de Cartas de Control correspondientes al Módulo de Finura y al Contenido Indeseable de Arena, respectivamente.

En la Lámina 9 se observa que la gráfica de tendencias ha entrado a la Zona de Aceptación. En cambio, en la Lámina 10 hubo interrupciones en el proceso continuo, debido a que la gráfica de tendencias entró a la Zona de Rechazo (muestra 7) y se reinició el cribado, pero dentro de la Zona de Correcciones, hasta que realmente se hizo efectivo a partir de la muestra 27 en que se entró a la Zona de Aceptación.

Se hace notar que los límites de Aceptación, Corrección y Rechazo deben establecerse claramente en el proyecto. De no ser así, deben fijarse de común acuerdo entre el Constructor y el Propietario de la obra, a través de sus respectivos responsables del Control de Calidad.

Para el caso del cemento (Lámina 6), que puede ser cemento solo o mezclado con puzolana, se pueden llevar

Certas de Control similares a las expuestas y relativas a "Indicadores" sensibles, como la Resistencia Compresiva en morteros convencionales, que sirve fundamentalmente para juzgar las variaciones en las propiedades mecánicas que el cemento imparte a la pasta aglutinante.

Para el caso de los aditivos y el agua, se aplican también Certas de Control similares.

En esta etapa de PREVISION, que corresponde al primer Nivel de Control, deben satisfacerse los criterios de Aceptación. Si no se satisfacen, no puede continuarse el segundo y tercer Nivel de Control en que los ingredientes ya están mezclados.

b) ACCION

Tanto el segundo como el tercer Nivel de Control se refieren a la etapa de ACCION, cuando el concreto está terminado.

En el segundo Nivel de Control debe controlarse la consistencia del concreto mediante la prueba de revenimiento (Foto 1), u otra similar.

En cada colado se debe llevar una Certa de Control para tratar de llevar la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación. En la Lámene 11 se presenta una Certa de Control para el caso del revenimiento medido en la forma, en donde se muestran los Valores Medios para treinta ensayos consecutivos y el Coeficiente de Variación Medio correspondiente. Se note que la gráfica de tendencias está en la Zona de Aceptación y el Coeficiente de Variación Medio tiende a bajar, lo cual refleja una mejora gradual en la homogeneidad del concreto. Estas Certas de Control se deben llevar tanto en la revoledora como en la forma, para conocer la pérdida de agua durante el transporte del concreto y hacer los ajustes pertinentes.

tes. El número de pruebas depende de los volúmenes por colar y de la distribución aleatoria de las mismas.

El tercer Nivel se refiere a la composición del concreto: es decir, el balance de ingredientes en el concreto ya colocado y vibrado, que se puede conocer mediante la "prueba de inmersión".

A grandes rasgos, la "prueba de inmersión" consiste en lo siguiente:

Se toma una muestra representativa del concreto en la forma (Fotos 2 y 3); se pesa al aire (Foto 4); se vacía el concreto en un recipiente cilíndrico (Foto 5) y se agrega agua para separar los ingredientes (Foto 6). Se agita con una varilla hasta expulsar todo el aire atrapado (Foto 7). Se dejan reposar los ingredientes y se llena de agua el resto del recipiente hasta enrasarlo (Foto 8). Se pesa el concreto sumergido (Foto 9). Se separa la grava por la malla #4 mediante lavado (Foto 10) y se pesa sumergida; se separa la arena por la malla #100 (Foto 11) y se pesa sumergida junto con la grava.

Aplicando el principio de Arquímedes y tomando en cuenta todos los datos obtenidos, más el Contenido de Finos de la arena (pasan la malla #100), es posible conocer la cantidad de grava, arena, cemento y agua que componen la unidad de volumen del concreto. En otras palabras, se puede conocer la composición real del concreto "IN SITU" y compararla con la dosificación de la Mezcla de Diseño (M_d).

Aquí es donde la etapa de ACCION juega el papel más importante en el Control de Calidad. Aunque en una planta se está controlando por peso la dosificación de los agregados, durante el transporte, colocación y vibrado puede haber segregación de los mismos y "se presume que el concreto satisface el Nivel de Calidad estipulado".

Si se efectúa la "prueba de inmersión", podemos saber si el concreto ya vibrado en la forma satisface ese Nivel.

val de Calidad para que, en caso contrario, se tomen a tiempo las medidas correctivas y se logra que los ingredientes del concreto ocupen el espacio que les corresponda.

La "prueba de inmersión" puede hacerse también con muestras tomadas de la revolvedora, para conocer la eficiencia del mezclado.

En la Lámina 12 se muestran los indicadores que conviene obtener de la "prueba de inmersión" (composición de ingredientes).

En la Lámina 13 se presentan los resultados de una "prueba de inmersión" del concreto tomado en la forma. Se observe que durante el colado se fueron tomando medidas correctivas para lograr el acomodo y balance de los ingredientes dentro de la masa de concreto.

Si el concreto en la forma satisface la Mezcla de Diseño (M_d) y se tomen las medidas necesarias para que el concreto tierno alcance su resistencia con el tiempo, mediante el correcto curado del concreto, ¿es necesario tomar muestras para conocer la resistencia del concreto endurecido?

Al finalizar un colado basta que el responsable del Control de Calidad constate que el trabajo fue exitoso.

Aquí termina la etapa de ACCION, que viene a ser el auténtico Control de Calidad.

Para continuar con los Niveles de Control, que corresponden a los ingredientes mezclados, pero del concreto ya endurecido, es necesario entrar a la etapa de la HISTORIA (Niveles 4 y 5).

c) HISTORIA

El cuarto Nivel de Control se refiere a la resistencia del concreto a las 48 horas de edad, o menos, por medio del curado acelerado a vapor o el autógeno, de probetas tomadas principalmente de la forma, con el fin de conocer anticipadamente la resistencia a 28 días de edad.

En la Lámina 14 se presenta una correlación entre resistencias compresivas a 2 y 28 días. En la Foto 12 se observan probetas para ensayarse a flexión y a compresión simple.

La resistencia obtenida después de un colado viene a ser HISTORIA, que es conveniente para la obra, pero no para decidir si se demuela o no un elemento estructural recién colado.

La terminación de un colado indica que en los diversos "Niveles", las Cartas de Control estuvieron bien aplicadas.

El quinto Nivel de Control se refiere a la resistencia a 28 días de probetas de concreto curadas convencionalmente y tomadas principalmente de la forma.

En las Láminas 15, 16 y 17 se presentan tres Cartas de Control que corresponden, respectivamente, a resistencias compresivas a 28 días y a la flexión (Módulo de Ruptura) a 7 y 28 días.

Para responder a la pregunta de esta Primera Reflexión, podría establecerse lo siguiente:

No es necesario tomar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarse a la compresión simple, ni a los 28 días, ni a edades menores, ya que si el concreto vibra en la forma tiene la dosificación de proyecto, hay una probabilidad muy grande de que se logre la resistencia esperada.

Para finalizar, conviene hacer hincapié en que ca da uno de los que participan en el proceso constructivo debe de desarrollar sus actividades con la mayor eficiencia posible, como: la correcta ejecución de las pruebas de laboratorio y, principalmente, la observación de los resultados (Foto 12); el vibrado efectivo (Foto 13); la aplicación correcta de la membrana de curado (Foto 14); el ranurado completo y oportuno de las losas de concreto (Foto 15) para el control de las grietas (Foto 16); etc.

SEGUNDA REFLEXION

¿Qué ocurre si se rompe la continuidad en la gra nulometría de un agregado para concreto hidráulico? ¿Qué pase si la curva granulométrica se sale de los límites tradicionales?

Normalmente los Laboratorios rechazan las gravas cuya granulometría está fuera de los límites especificados, como los de la Lámina 18, "porque solamente deben aceptarse agregados cuyo graduación siga una cierta ley de continuidad" aceptada por la costumbre. Sin embargo, es muy conveniente pensar en que la sucesión de tamaños más adecuada para lograr un mejor acomodo entre las partículas del agregado, no es la de la ley parabólica o similar, sino el de los cambios bruscos en tamaños, como se explica a continuación:

Si se tienen tres esferas de radio R_1 sobre un plano horizontal y se trata de formar un tetraedro con una cuarta esfera también de radio R_1 , el espacio comprendido entre las cuatro esferas sólo puede ser llenado con otra de radio menor R_2 , como se ilustra en la Lámina 19. El espacio dajado entre las esferas de radios R_1 y R_2 puede llenarse con una esfera de radio menor R_3 , como se muestra en la Lámina 20. De la misma manera se puede ir obteniendo teóricamente la ley de variación, como lo indicada en la Lámina 21.

Los límites recomendables para una granulometría discontinua se sugieren en la Lámina 22.

Es importante hacer notar que el concreto más compacto se logra con el mínimo de arena y de agua. Un concreto compacto tendrá menor agrietamiento y, por consiguiente, será más impermeable y resistente, manteniendo otros factores constantes.

Supóngase que en el tetraedro de la Lámina 19 se coloca una esfera intermedia entre las de radio R_1 y R_2 . ¿Qué pasará? Pues simplemente esa esfera desplazará a las de más. Si se continúan llenando huecos con esferas de graduación continua, siempre se seguirán desacomodando las demás esferas.

Precisamente la granulometría que da la mayor permeabilidad es la continua, como la de las arenas o gravas que en especial se recomienda en los subdrenes o capas filtrantes; es decir, la graduación continua da la máxima permeabilidad.

La graduación discontinua rompe esa continuidad y permite un mejor acomodo entre las partículas del agregado pétreo.

Existen muchas experiencias sobre las ventajas de los concretos con agregados de granulometría discontinua, en relación a los que tienen agregados con graduación continuas convencional. Por ejemplo, en la Lámina 23 se puede observar que para una relación agua/cemento y revenimiento dados, la resistencia compresiva a 28 días de edad resulta mayor para un concreto con graduación discontinua que si ésta fuera continua y, además, con un consumo de cemento menor. El incremento en resistencia es de $270 - 220 = 50 \text{ kg/cm}^2$, que representa un 23%.

Hay un caso palpable que actualmente se está

presentando en los concretos de los puentes y obras auxiliares del camino Salina Cruz - Pochutle. Para una Resistencia de Proyecto dada ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$), con granulometría continua se obtenían consumos de cementos de unos 380 kg/m^3 y, al provocar una discontinuidad en el agregado grueso (quitando los tamaños menores de $1/2"$ para usarlos como material de sello), el consumo de cemento se redujo a 300 kg/m^3 , aproximadamente. Esto representa un ahorro del 21%.

En resumen, si la curva granulométrica "se sale" de las normas tradicionales o son aparentemente defectuosas, es posible lograr mejores concretos, siempre y cuando se diseñen las mezclas adecuadas y se evite la segregación con el empleo de editivos apropiados.

Es importante hacer notar que los concretos con agregados de graduación discontinua han tenido buena aceptación por parte de las autoridades (SARH y SAHOP).

TERCERA REFLEXION

¿Es correcto controlar la calidad de un revestimiento de concreto hidráulico para un canal, a partir de pruebas de compresión simple a 28 días de edad?

Se tienen evidencias de que en el proyecto de un canal se acostumbra fijar resistencias mínimas, por ejemplo: 250 kg/cm^2 , y de que el concreto "pasa" todas las pruebas estipuladas en las normas tradicionales, pero a veces también "pasa" el agua a través del mismo.

En la Foto 17 se observa claramente el efecto de un colado con relación al de otro día. A pesar de que los cilindros de concreto "dieron" la resistencia y el revestimiento "pasó" las pruebas, el agua también lo hizo.

¿No es mejor diseñar el concreto hidráulico con un criterio racional en que se tome en cuenta el Coeficiente de Permeabilidad?

CUARTA REFLEXION

¿Es necesario que el revestimiento de un canal sea siempre impermeable?

Desde luego que se puede diseñar un revestimiento permeable, cuando el nivel freático se encuentra sobre la cubeta, como se observa en la Foto 18.

Hay criterios para definir cuándo es necesario utilizar un revestimiento impermeable y/o su drenaje complementario, como el presentado en la Lámina 24.

Los Criterios de Aceptación y Rechazo para el Control de Calidad, deberán estar fundamentados en consideraciones de permeabilidad.

QUINTA REFLEXION

¿Es correcto diseñar y controlar la calidad de un revestimiento asfáltico impermeable para un canal con base en las especificaciones tradicionales tipo Marshall o similares?

Es práctica frecuente entre los ingenieros aplicar "a ciegas" las especificaciones convencionales de tipo general a casos particulares. Por ejemplo, las normas para construcción de pavimentos, en especial las de carpeta asfáltica, no deben aplicarse para el caso de un revestimiento de un canal, ya que las finalidades perseguidas son distintas.

En el caso de un revestimiento impermeable de concreto asfáltico, la principal finalidad buscada es la siguiente: "Lograr un revestimiento de concreto asfáltico con el máximo de impermeabilidad, durabilidad, estabilidad en el talud, flexibilidad, resistencia a la erosión y economía".

Las propiedades directrices en el diseño de las mezclas de concreto asfáltico son: la impermeabilidad y la durabilidad, a las cuales se subordinan la flexibilidad, la estabilidad en el talud y la resistencia a la erosión. Su representación esquemática se ilustra en la Lámina 25.

Todo el conjunto de propiedades debe estar "cementado" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA; de no ser así, los pórrofos que siguen carecen de significado.

La propiedad fundamental es la IMPERMEABILIDAD que se logra con una alta COMPACTADURA del concreto asfáltico, obtenida con la MANEJABILIDAD adecuada de la mezcla. No basta que el revestimiento sea "impermeable" sino que debe estar exento de "grietas y fisuras", causadas principalmente por la falta de FLEXIBILIDAD o de ESTABILIDAD EN EL TALUD.

La FLEXIBILIDAD del concreto asfáltico está íntimamente ligada a la PLASTICIDAD de la mezcla durante su rodillado; en cambio, la ESTABILIDAD EN EL TALUD depende fundamentalmente de la RIGIDEZ del concreto asfáltico "endurecido". Por lo tanto, la FLEXIBILIDAD y la ESTABILIDAD EN EL TALUD implican dos propiedades respectivamente contrarias: la PLASTICIDAD y la RIGIDEZ, cuyo balance debe definirse en función de la COMPACTADURA exigida y de la ECONOMÍA limitante.

Íntimamente ligada a la IMPERMEABILIDAD se tiene la RESISTENCIA A LA EROSIÓN, propiedad intrínseca generada por la RIGIDEZ del concreto asfáltico ya "endurecido".

La IMPERMEABILIDAD debe asegurarse sin grietas ni fisuras, durante la "vida económica" asignada al revestimiento asfáltico en los estudios, que traen consigo otra propiedad fundamental tan importante como la IMPERMEABILIDAD: la DURABILIDAD. Por consiguiente, la DURABILIDAD que se exija dependerá de las limitaciones impuestas por la ECONOMÍA.

Para establecer los criterios de Aceptación y Rechazo que requiere el Control de Calidad, es necesario satisfacer los siguientes Requisitos Básicos:

Primero.- "Asegurar que las filtraciones sean menores que las económicamente admisibles, con el espesor y el coeficiente de permeabilidad reales esperados de la capa impermeable".

Para relacionar estos conceptos se propone la siguiente expresión:

$$k = R \cdot e \quad (1)$$

donde: k = coeficiente de permeabilidad de la capa impermeable, en m/día

e = espesor de la capa impermeable, en m

R = pérdida unitaria por infiltración, en m/día
(Lúmina de agua infiltrado/tirante del canal/día)

Para fines de proyecto se pueda asignar a "R" un valor medio de 0.005 m/m/día.

Segundo.- "Evitar la formación de grietas y fisuras en la capa impermeable, a fin de garantizar la impermeabilidad exigida por el Requisito Primero". Esto se logra mediante:

- Una "base de apoyo firme y homogénea" que absorbe los movimientos diferenciales del terreno de su tentación.
- Un aumento en la fricción interna del concreto asfáltico que reduce al mínimo el flujo plástico en el talud; Aumentar al máximo la "estabilidad en el talud".
- Una mezcla suficientemente "plástica y manejable" durante su rodillado, para lograr la "flexibilidad" y la "compacidad" previstas, compatibles con la "rigidez" del concreto asfáltico exigida por la "estabilidad en el talud".

La experiencia ha demostrado que la correcta ejecución de un revestimiento asfáltico impermeable es función directa de la calidad de la base de apoyo, con un sistema eficiente de subdrenaje. La máxima calidad de esta base corresponde a la asfáltica con grava semitriturada.

Tercero.- "Asegurar la adherencia de los agregados con el cemento asfáltico, para que la "impermeabilidad" del concreto asfáltico se mantenga durante la vida económica asignada al revestimiento". Este requisito se refiere a la "durabilidad" del concreto asfáltico.

La Pérdida Unitaria (R) que interviene en la exposición (1) se debe obtener a partir de estanques de prueba, como se muestra en las Fotos 19, 20 y 21 tomadas respectivamente en canales revestidos de concreto asfáltico, concreto hidráulico y sin revestimiento.

En la Lámina 26 se muestran algunos resultados obtenidos para el caso de suelos. Es interesante hacer notar

que los revestimientos gruesos de suelo compactado pueden tener Pérdidas Unitarias (R) similares a las del caso de un concreto hidráulico. El revestimiento impermeable de concreto asfáltico tiene mucho menor Pérdida Unitaria (R) que el de concreto hidráulico, debido a la ausencia de juntas o ranuras que, en general, son "pasos" de agua.

Durante el diseño de mezclas asfálticas y el Control de Calidad respectivo, se debe tener especial cuidado en las mediciones del Coefficiente de Permeabilidad (Fotos 20 a 23); estabilidad en el talud (Fotos 24 a 27); flexibilidad (Fotos 28 y 29); adherencia (Fotos 30 y 31); dureza del cemento asfáltico (Foto 32); temperaturas del concreto asfáltico (Foto 33); etc. En la Lámina 27 se sugieren lineamientos generales para el Control de Calidad en el concreto asfáltico.

Respecto a las bases de apoyo, éstas pueden ser de grava-arena (Foto 34); concreto asfáltico poroso a manera de filtro invertido (Fotos 35 y 36), que debe conectarse a los subdrenes de la cubeta (Foto 37) para dar salida al agua que se logra infiltrar. En el caso de vasos artificiales, se debe colocar una serie de capas bajo la capa impermeable, con diferentes grados de permeabilidad (Fotos 38 a 41), diseñadas de concreto asfáltico semi-permeable y de grava.

En el caso del Canal Alimentador del Norte en Mexicali, B. C., se decidió una base de apoyo impermeable (Foto 42) sobre la cual se colocó la verdadera capa impermeable (Foto 43), que se compactó con dos rodillos ligeros (Fotos 44 a 46) hasta lograr el revestimiento con las propiedades previstas de "impermeabilidad", "flexibilidad", etc.

La Carta de Control que se llevó fue similar a la mostrada en la Lámina 28.

Se tienen evidencias del buen comportamiento de

este Canal (Fotos 47 y 48).

SEXTA REFLEXION

¿Es lícito construir una carpeta asfáltica de alta rigidez sobre una base de apoyo deformable en una aeropista?

En la Lámina 29 se presentan las propiedades fundamentales de un pavimento flexible para una aeropista.

La más importante de esas propiedades se refiere a la INDEFORMABILIDAD de la superficie de rodamiento.

Debe recordarse que un piloto prefiere el aterrizaje o el despegue en una superficie plana, semejante a una "mesa de billar" con una determinada rugosidad.

La DURABILIDAD y la ECONOMIA, están íntimamente ligadas a la "vida" asignada a la obra.

Con el fin de lograr la INDEFORMABILIDAD deseada, la carpeta asfáltica debe diseñarse y construirse para satisfacer simultáneamente las siguientes propiedades básicas:

Primera.- La FLEXIBILIDAD, que implica admitir tensiones sin agrietamientos en el concreto asfáltico que, a su vez, impide la infiltración de aguas superficiales. Se logra dando PLASTICIDAD a la mezcla asfáltica, mediante una reducción en la angulosidad de las partículas (menor porcentaje de triturado) o un aumento en el contenido de cemento asfáltico.

Segunda.- La IMPERMEABILIDAD, que protege las capas subyacentes de las filtraciones del agua superficial.

Se obtiene impartiendo una COMPACTACION adecuada a la mezcla asfáltica. Y,

Tercera.- La ESTABILIDAD, que implica una mayor capacidad para soportar cargas, mediante la RIGIDEZ en el concreto asfáltico proporcionada por un aumento en la angulosidad de las partículas (mayor porcentaje de triturado) o una disminución en el contenido de cemento asfáltico. También se logra con cemento asfáltico más duro, pero va en perjuicio de la DURABILIDAD.

Las propiedades anteriormente esbozadas deben estar "cimentadas" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA, en lo que se refiere a la ESTABILIDAD VOLUMETRICA por cambios de humedad y a la RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD bajo esfuerzos repetidos.

Ahora bien, cuando una aeropista no tiene esa BASE DE APOYO, es imperativo equilibrar simultáneamente la FLEXIBILIDAD, la IMPERMEABILIDAD y la ESTABILIDAD, a fin de lograr una INDEFORMABILIDAD razonablemente aceptable para la operación de las aeronaves.

Si se construye una carpeta asfáltica con materiales totalmente triturados y se respetan los valores de ESTABILIDAD Marshall estipulados en las normas convencionales, se tendrá un concreto asfáltico con una rigidez grande y, en virtud de que en algunas ocasiones no se tiene la BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA, se está propiciando el agrietamiento de esa carpeta, lo cual no es conveniente.

En esos casos, es preferible utilizar una mezcla asfáltica con la suficiente PLASTICIDAD para lograr la FLEXIBILIDAD deseada. Así se tendrá mayor probabilidad de éxito, que si se tuviera la rigidez especificada tradicionalmente.

¿Para qué se exige innecesariamente el doble de Estabilidad, con la consiguiente rigidez del concreto asfáltico que acorta su vida útil? ¿No es preferible un concreto asfáltico menos rígido y más duradero?

En el caso de un aeropuerto en operación que no tenga BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA, el Nivel de Calidad que conviene estipular para la construcción de una sobrecarpeta de concreto asfáltico, debe satisfacer los siguientes requisitos:

Primero.- Evitar la RIGIDEZ del concreto asfáltico. Se logra limitando los valores superiores de la ESTABILIDAD (Marshall) y excluyendo las partículas trituradas en el agregado pétreo; esto es, utilizar mezclas asfálticas prácticamente sin triturado.

Segundo.- Asegurar la IMPERMEABILIDAD del concreto asfáltico. Se obtiene principalmente con una COMPACTACIÓN relativamente alta; también con mas cemento asfáltico.

Este Nivel de Calidad implica definir y establecer los criterios de Aceptación y Rechazo, es decir: las "Reglas del Juego" propias de la obra.

Los criterios de Aceptación y Rechazo que se propongan deben tener un fundamento sólido y racional, apoyado en las técnicas de la Estadística y en consideraciones de carácter económico y funcional. Aquí cabe esta pregunta: ¿Es correcto "remendar" un traje de mezclilla con "perchas" de casimir inglés?, o viceversa, v.gr.: cuando se trata del "becho" de una carpeta.

En las fotos 49 a 53 se ilustran los efectos de una carpeta rígida en el Aeropuerto de Durango, reparada ya dos veces, sobre una base de apoyo que no es firme ni homogénea. En

las Fotos 54 y 55 se observa la reparación de un "bache" con un dren "auténticamente ciego". En la Foto 56 se aprecia la heterogeneidad del material en las paredes de la excavación.

SEPTIMA REFLEXION

¿Es sinónimo de calidad exigir los "femosos" 100% mínimo de compactación, para las capas de suelo en un pavimento?

Cuando un suelo con poca humedad y bajo grado de saturación se compacta demasiado, al saturarse experimentará cambios volumétricos (expansiones) muy importantes, con la consiguiente pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Por eso, en cada caso particular debe estudiarse la interrelación que hay entre la humedad, el grado de saturación y la compactación "iniciales" de un suelo, así como los cambios volumétricos esperados al saturarse, para establecer el criterio de Aceptación y Rechazo compatible con la estabilidad volumétrica y la resistencia al esfuerzo cortante deseadas en el proyecto.

Especificar una compactación "mínima" de 100 ó 95% "a secas", es sumamente peligroso, si no se entiende y conoce el comportamiento probable del suelo al saturarse. Mientras no se disponga de datos, es preferible establecer criterios conservadores. El uso de Cartas de Control permite tomar las medidas correctivas oportunamente, como las mostradas en las Láminas 30 y 31 que fueron sugeridas para los rellenos estructurales del proyecto "La Corrida, Son." (Foto 57).

En la Lámina 30 se observa que la mayor parte de la gráfica de tendencias correspondiente al Grado de Compactación, se mantuvo en la Zona de Aceptación.

En la Lámina 31, en que se ha sugerido como "indicador" sensible de las condiciones de humedad a la Relación de Humedades (Humedad del lugar/Humedad Óptima), se observa que se ha tratado de mantener la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación.

Desde el punto de vista de estabilidad volumétrica, hay manera de decidir cuál es la compactación inicial más conveniente, para obtener el mínimo de cambios volumétricos. Se sugiere el criterio esbozado en las Láminas 32 y 33.

La Lámina 32, correspondiente a un suelo fino arcilloso de Mexicali, B.C., muestra que si se compacta a grados superiores a 95% (Proctor SRM), los cambios volumétricos cíclicos de humedecimiento y secado aumentan demasiado, para una condición de sobrecarga ligera, como el revestimiento rígido de un canal. Esto traerá como consecuencia el desarrollo de presiones que agrietan las losas.

Muchas veces se ha reparado el daño a base de dar cada vez más compactación, con resultados evidentemente desastrosos. Por ejemplo, si se fija un mínimo de 95 ó 100%, porque así está escrito en las "normas inviolables", y las losas se rompen, de inmediato se le "echa" la culpa al Residente o el Contratista es "muy malo".

¿No sería más práctico recomendar una compactación de $90 \pm 5\%$ (Proctor SRM), en que los cambios volumétricos son aceptables?, sin perder de vista los aspectos de resistencia al esfuerzo cortante.

Un criterio más ingenieril es fijar un cambio volumétrico máximo admisible, por ejemplo: 3 ó 4%. Aplicando los resultados de la Lámina 33, se puede fijar la Zona de Rechazo, definida como aquella en que la combinación de compac-

dades (C) y humedad (w) proporciona un cambio volumétrico mayor del 4% cuando el suelo se satura.

De lo expresado en el párrafo anterior se puede establecer que, en ese caso, no es conveniente compactar el suelo con una humedad inicial menor de 23%. Podrá recomendarse como criterio de Aceptación una humedad inicial de $25 \pm 2\%$, desde el punto de vista de estabilidad volumétrica. Desde el punto de vista de resistencia al corte, deben procurarse pesos volumétricos altos.

La Lámina 33 corresponde a un caso particular de aplicación de un criterio (Referencia 1) sugerido para estimar los cambios volumétricos de un suelo a partir de las trayectorias de saturación cuando se pasa de una condición inicial (i) a otra final (f), como se ilustra en las Láminas 34 y 35.

La Lámina 34 se refiere a un suelo natural con tendencia a expandirse por saturación, cuando pasa de la condición inicial (i) a la final (f). La Lámina 35, corresponde a otro suelo natural con tendencia a contraerse por saturación, al pasar de (i) a (f).

A partir de los resultados efectuados en tramos de prueba, como los mostrados en la Lámina 36, es posible recomendar la Relación de Humedades (Natural/Óptima) más adecuada y el número de pasadas más conveniente, para el equipo de compactación utilizado y el suelo particular compactado. Muchas veces se rompe la estructura del suelo cuando se dan más pasadas de lo recomendado, en lugar de aumentar la compactación. Se hace notar que conviene controlar la humedad inicial de los tramos, antes de que el equipo empiece a compactar, ya que, si la Relación de Humedad no es la indicada, es inútil tratar de alcanzar el grado de compactación deseado mediante un gran número de pasadas.

En la Lámina 37 se presenta una Carta de Control perteneciente al camino Salina Cruz - Pochutle.

Para finalizar, conviene mencionar que los cambios volumétricos por saturación en los suelos compactados (base y cape subrasante) de la pista del Nuevo Aeropuerto de Villahermosa, Tab., se minimizaron al cambiar la especificación de 100% mínimo a 95% mínimo (Fotos 58 a 62), lo cual fue aceptado por SAHOP. Un buen subdrenaje habría ayudado bastante al respecto.

RECOMENDACIONES

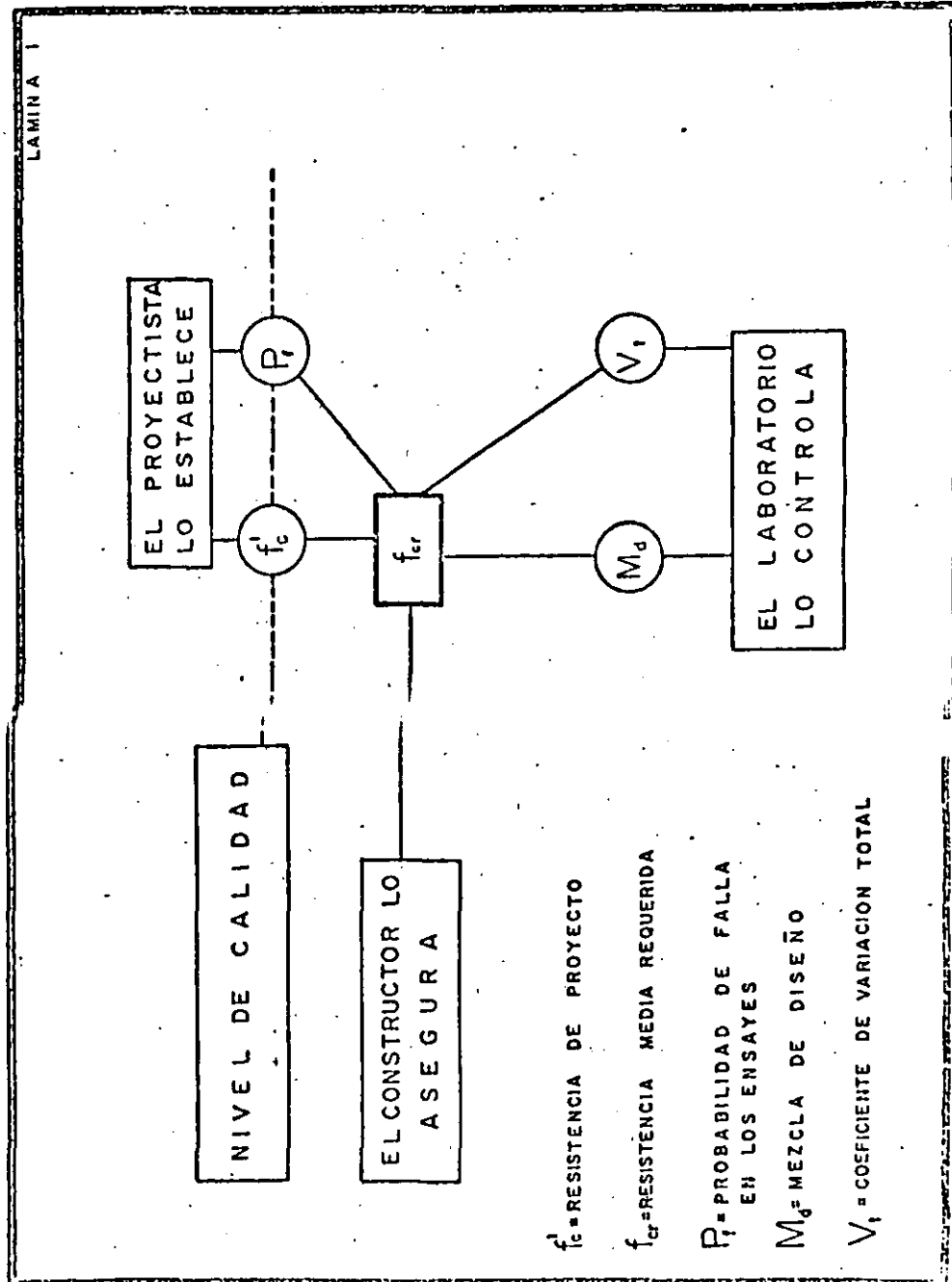
Primera.- Para que el Control de Calidad sea efectivo, es necesario hacer sentir a cada persona que interviene en el proceso constructivo, incluyendo a los sobrestantes, que se requiere su contribución personal para lograr el Nivel de Calidad estipulado, al mínimo costo. En otras palabras, "hacer las cosas bien hechas" al menor costo posible.

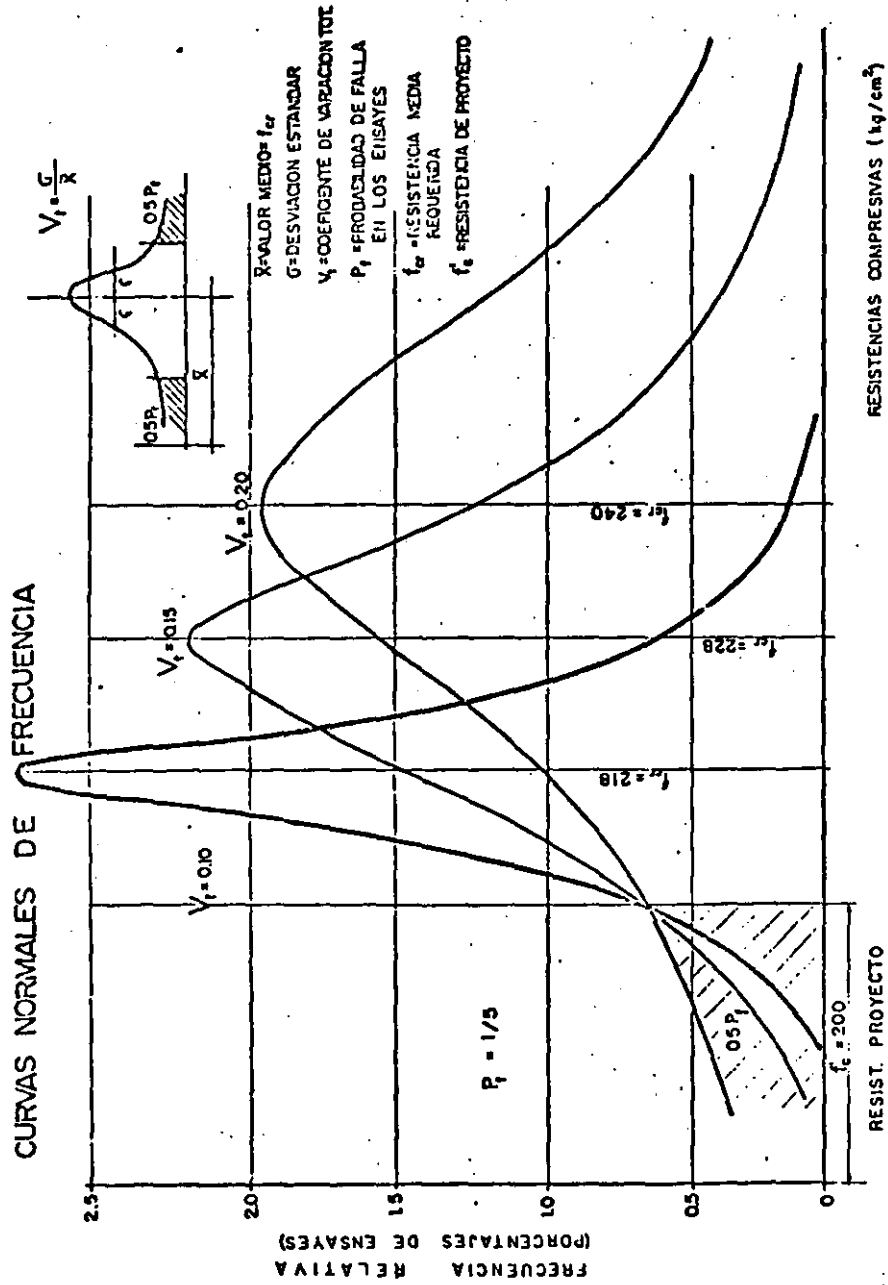
Segunda.- Optimizar todas las actividades del proceso constructivo, incluyendo personal y equipo, para lograr el Nivel de Calidad que se pretende, con el afán de superación siempre presente y acorde con la finalidad de la obra.

Tercera.- Antes de iniciar la construcción de una obra, el Proyectista debe estipular el Nivel de Calidad y los criterios de Aceptación y Rechezo correspondientes, propios de esa obra, para que el Laboratorio de Control de Calidad auxilie al Constructor en el logro de ese Nivel de Calidad establecido.

REFERENCIA

(1) COCDNAL.- "Comentarios sobre Cambios Volumétricos y Relaciones". VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo III. Guanaajuato, Gto. Noviembre de 1976.

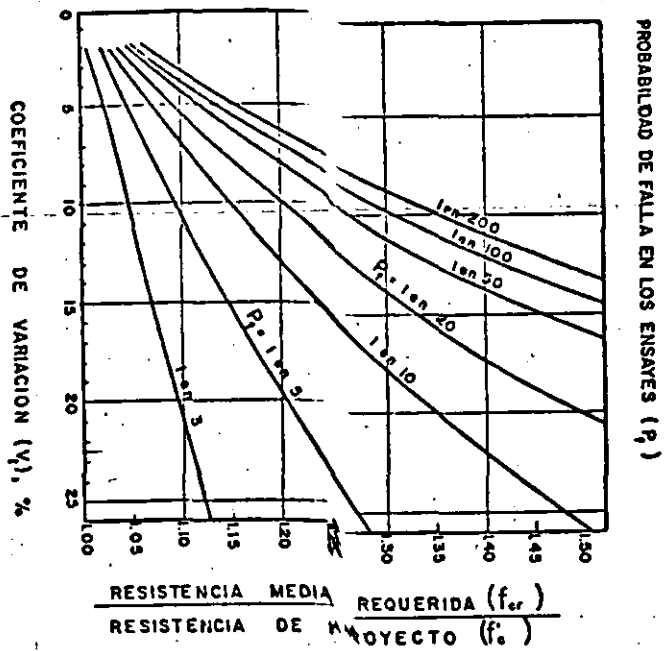




GRADO DE UNIFORMIDAD DEL CONCRETO

COEFICIENTE DE VARIACION TOTAL (V_t)	CALIFICACION	CONDICION
0 a 0.05	EXCELENTE	LABORATORIO
0.05 a 0.10	MUY BUENO	PRECISO CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR PESO
0.10 a 0.15	B U E N O	BUEN CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR PESO
0.15 a 0.20	M E D I A N O	ALGUN CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR PESO
0.20 a 0.25	M A L O	ALGUN CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR VOLUMEN
> 0.25	MUY MALO	NINGUN CONTROL DE LOS MATERIALES Y DOSIFICACION POR VOLUMEN

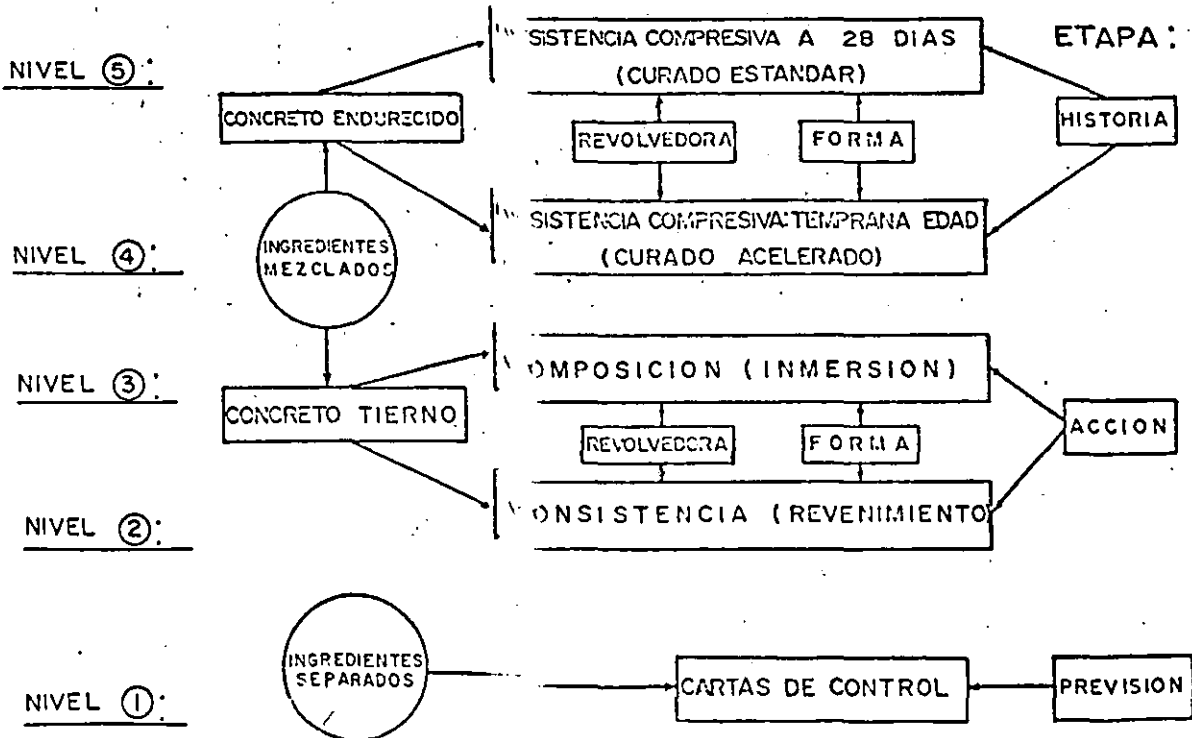
SELECCION DE LA MEZCLA DE DISEÑO



LAMINA 4

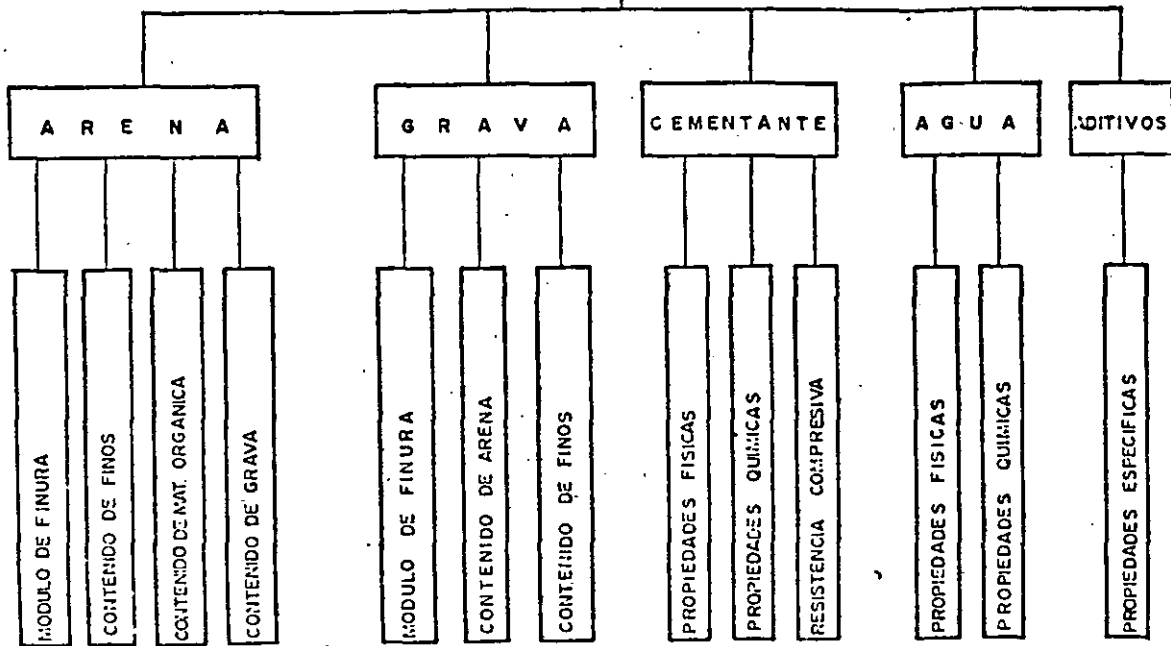
ETAPAS Y NIVELES DE CONTROL

LAMINA 5

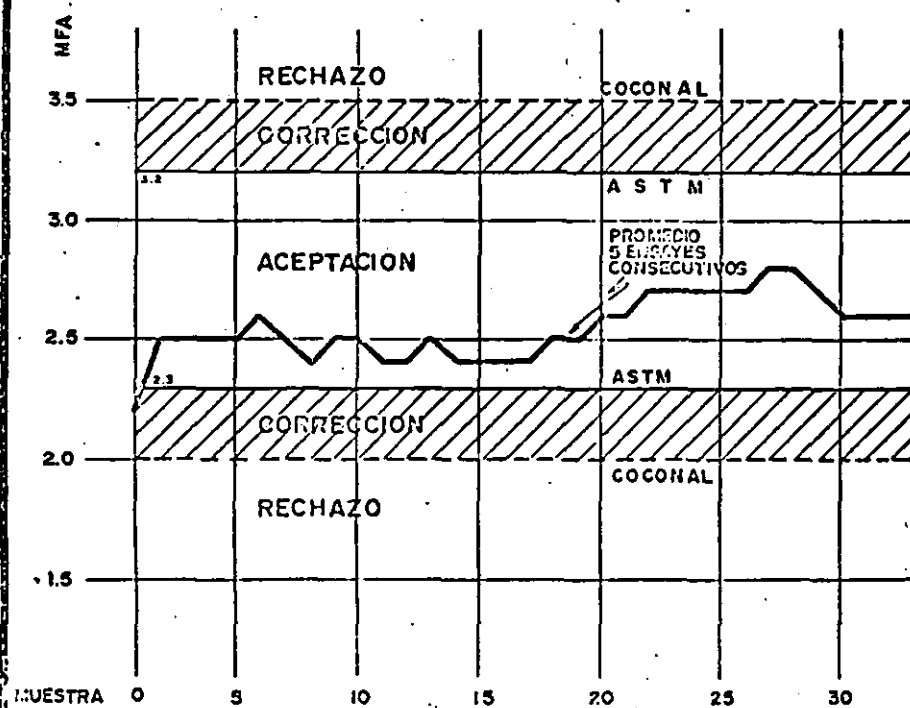


NIVEL ①

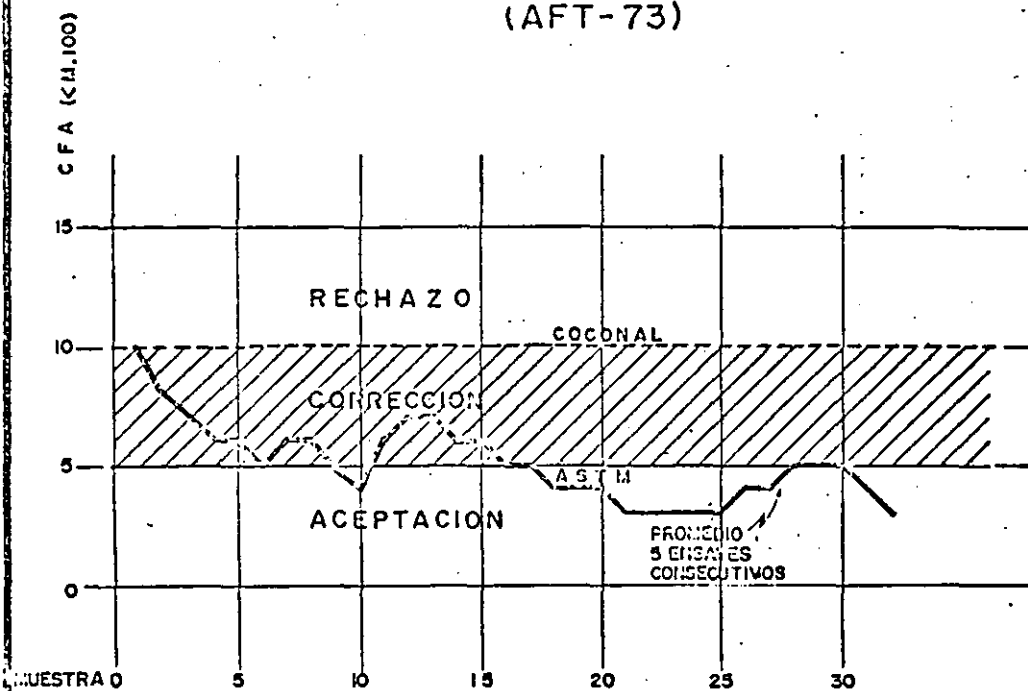
CONTROL DE INGREDIENTES SEPARADOS



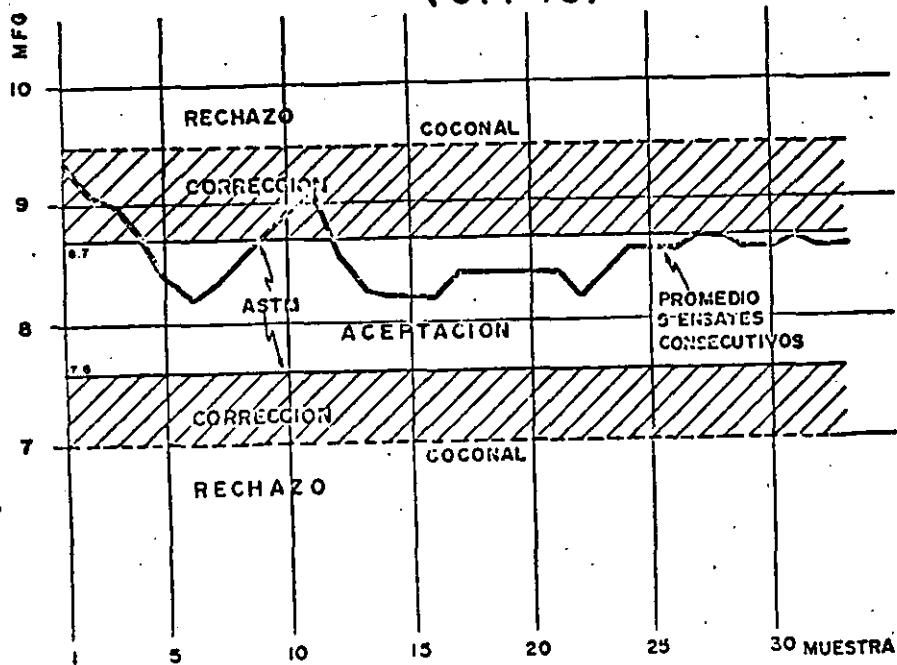
CARTA DE CONTROL:
MODULO DE FINURA DE LA ARENA (AFT-73)



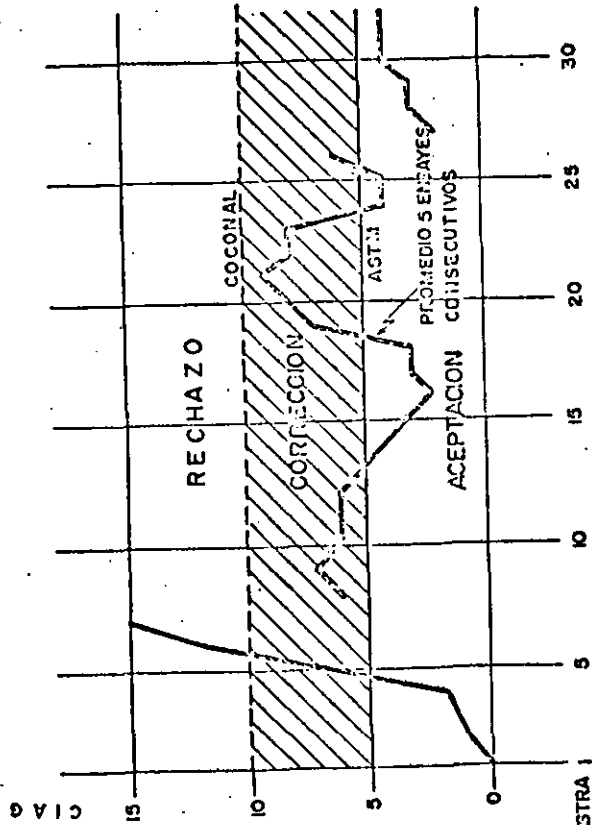
CARTA DE CONTROL:
CONTENIDO DE FINOS EN LA ARENA
(AFT-73)



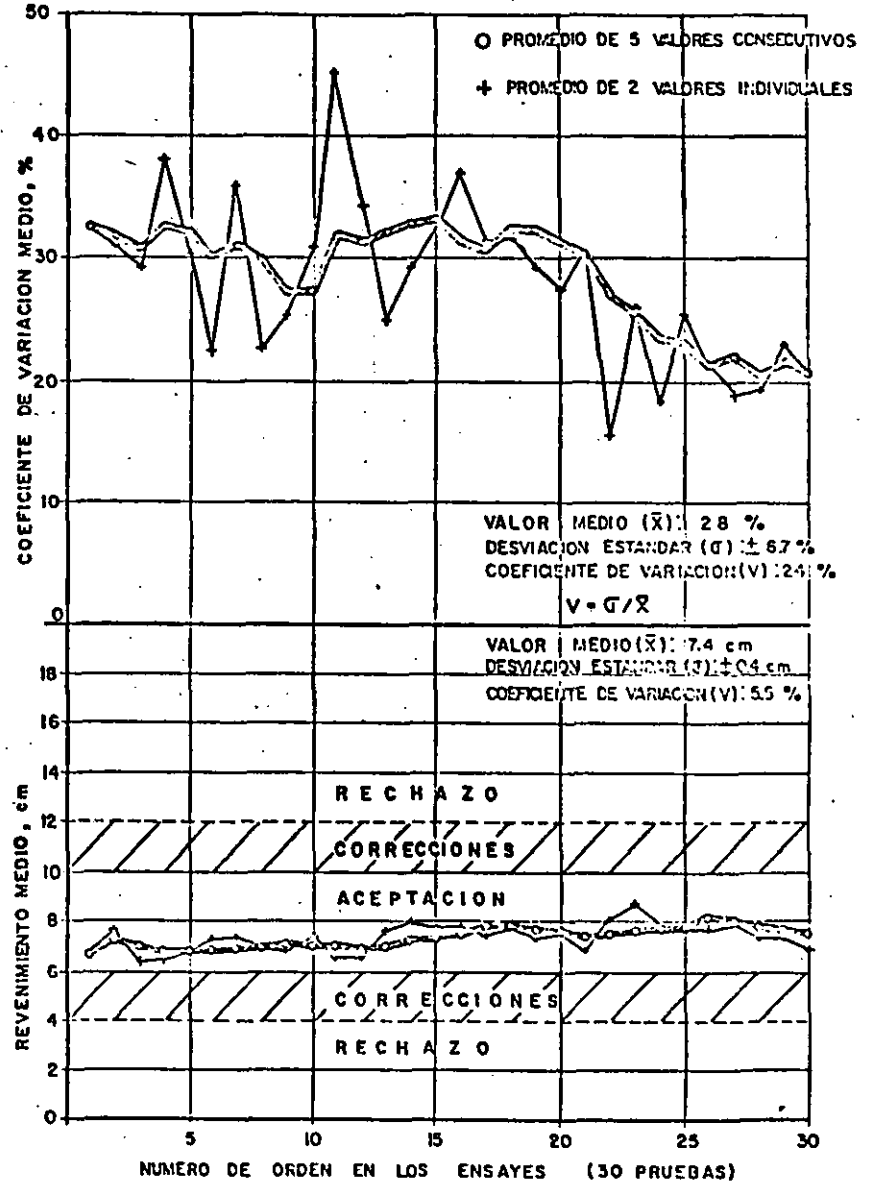
CARTA DE CONTROL:
MODULO DE FINURA DE LA GRAVA
(CTT-73)



**CARTA DE CONTROL:
CONTENIDO INDESEABLE DE ARENA
EN LA GRAVA (CIT-73)**

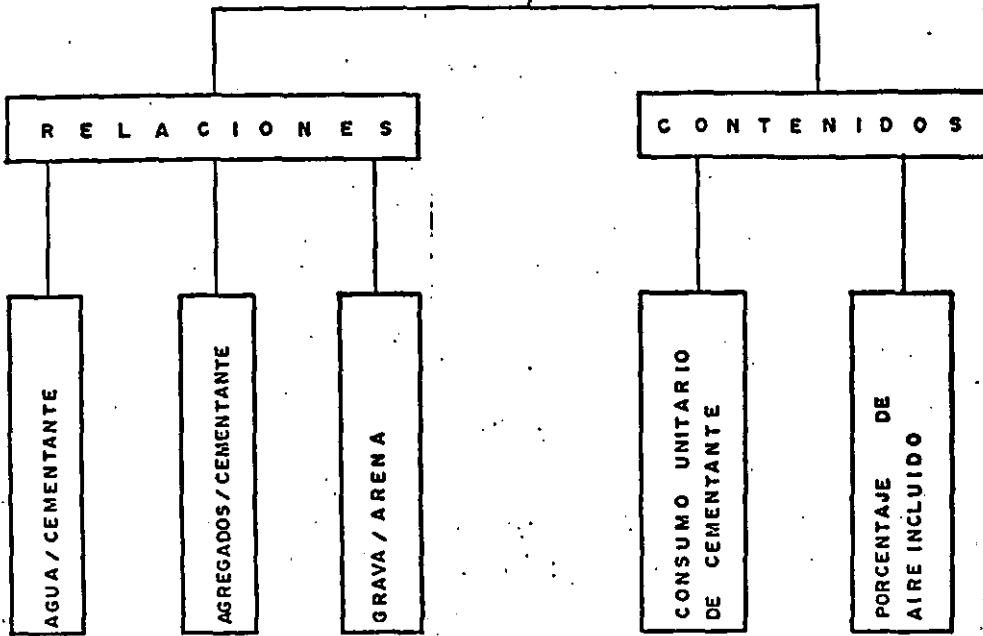


ANALISIS ESTADISTICO DE REVENIMIENTOS EN : LA FORMA

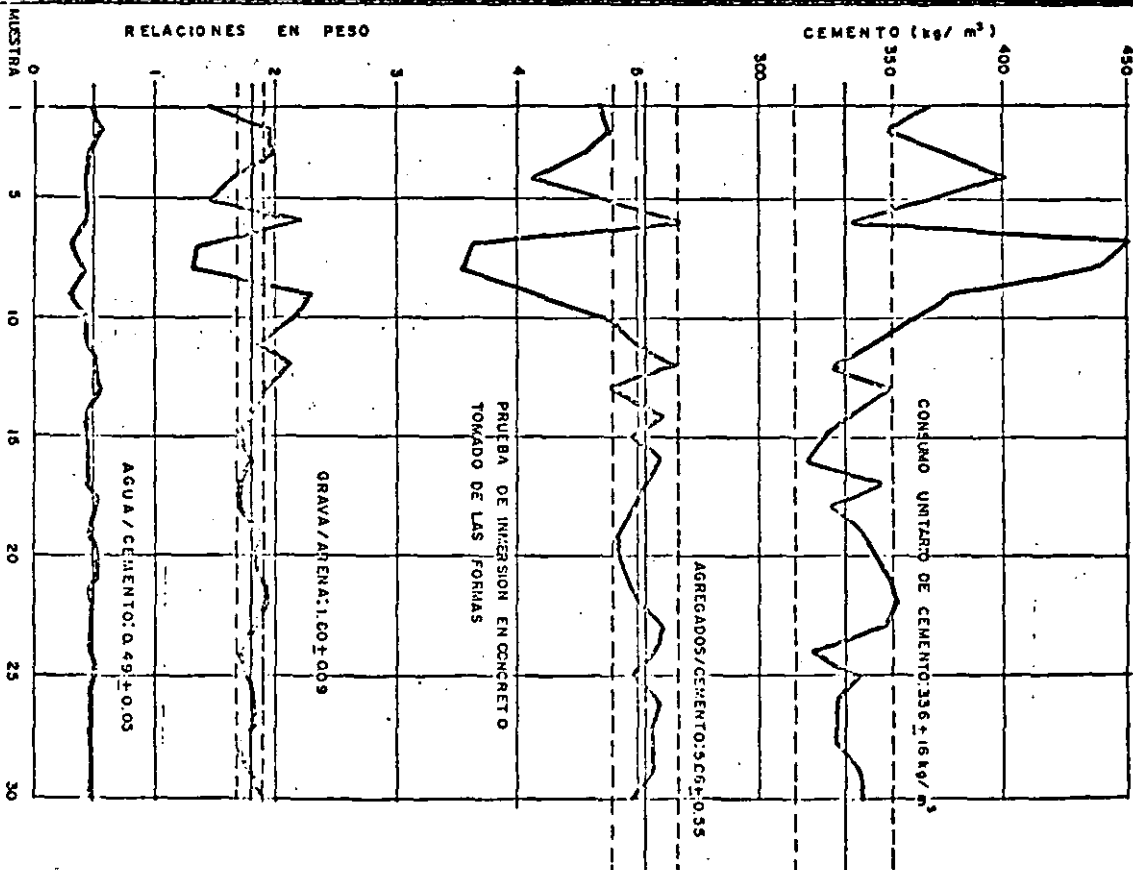


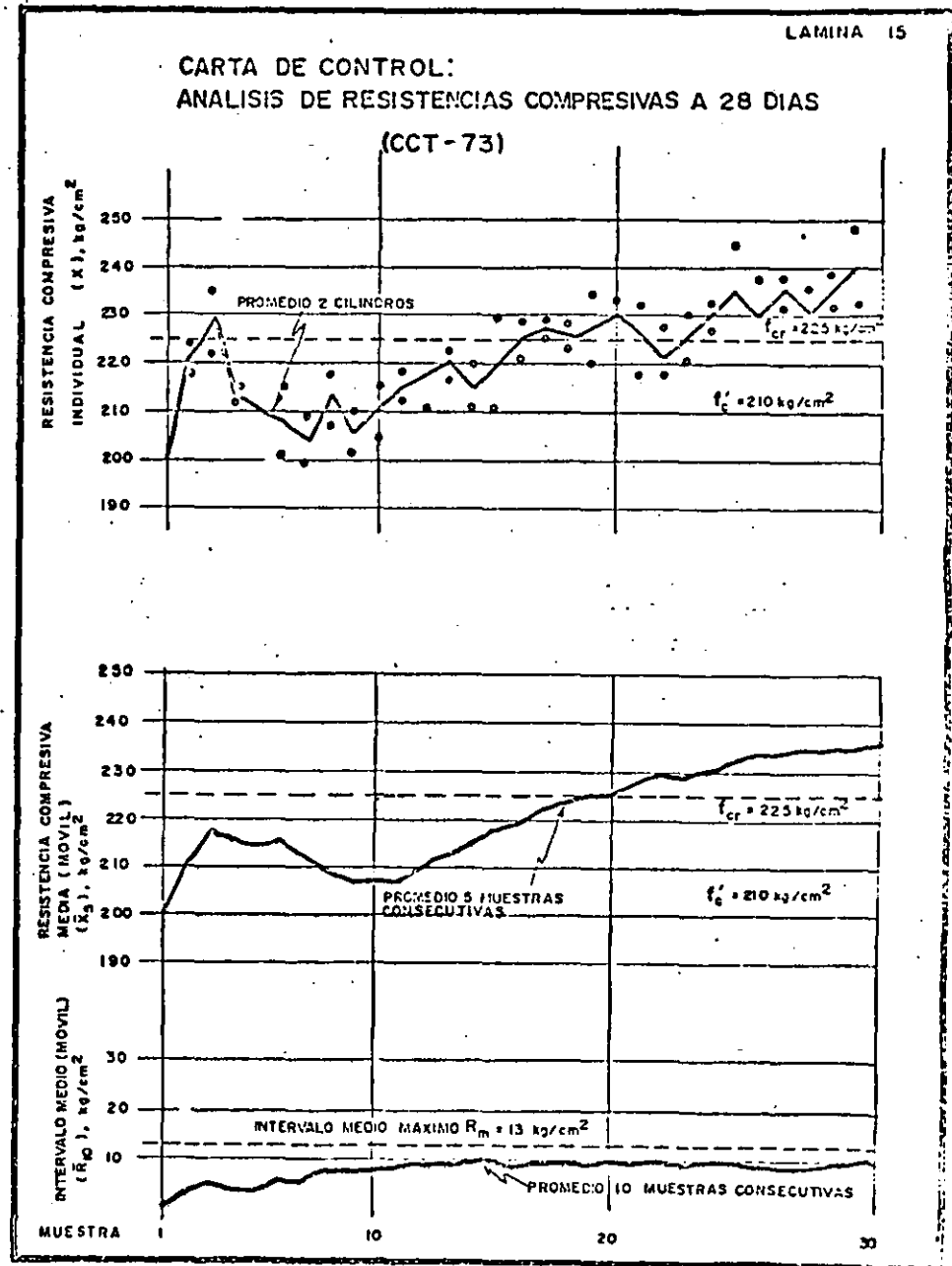
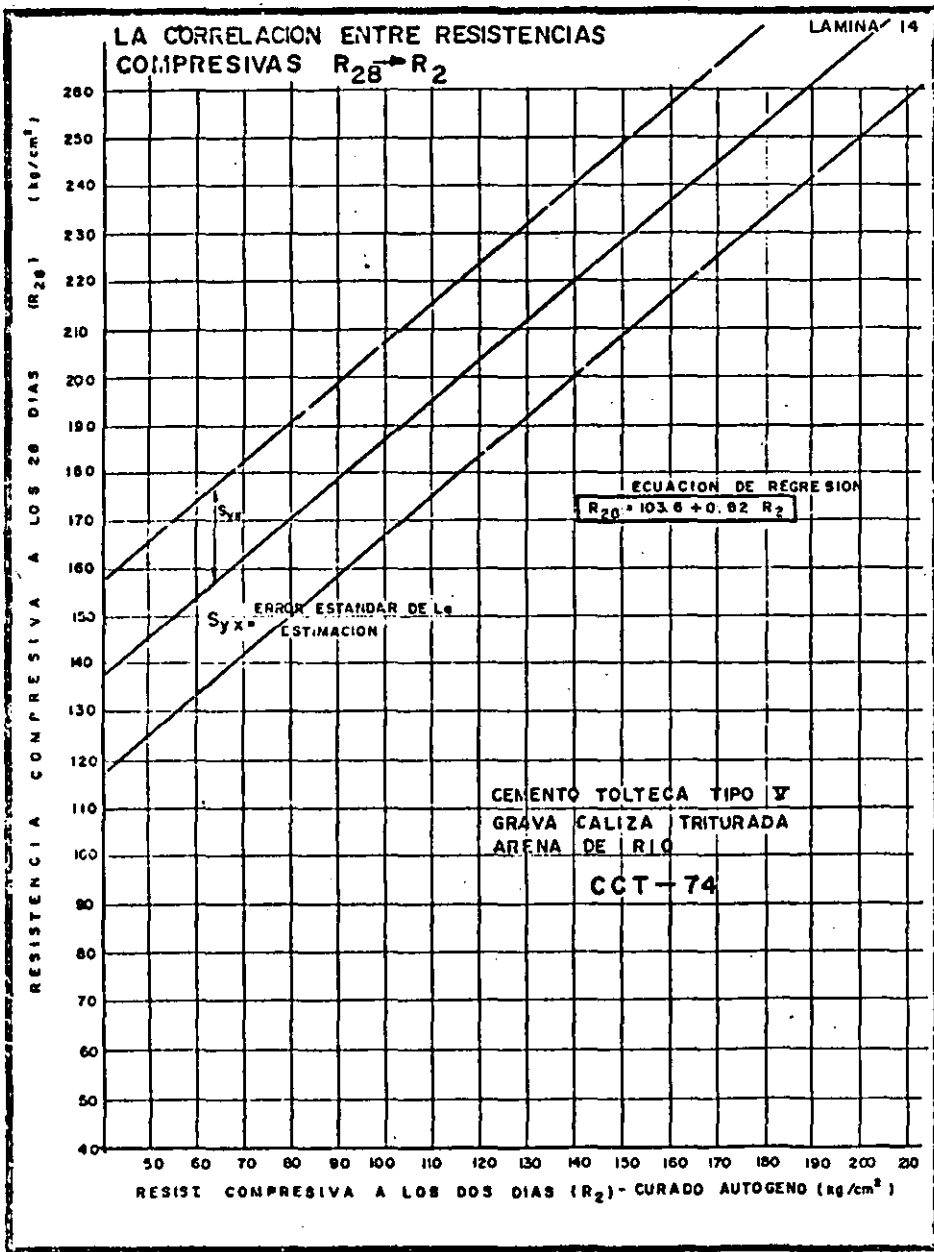
NIVEL ③ :

CONTROL DEL CONCRETO TIERNO :
COMPOSICION DE INGREDIENTES

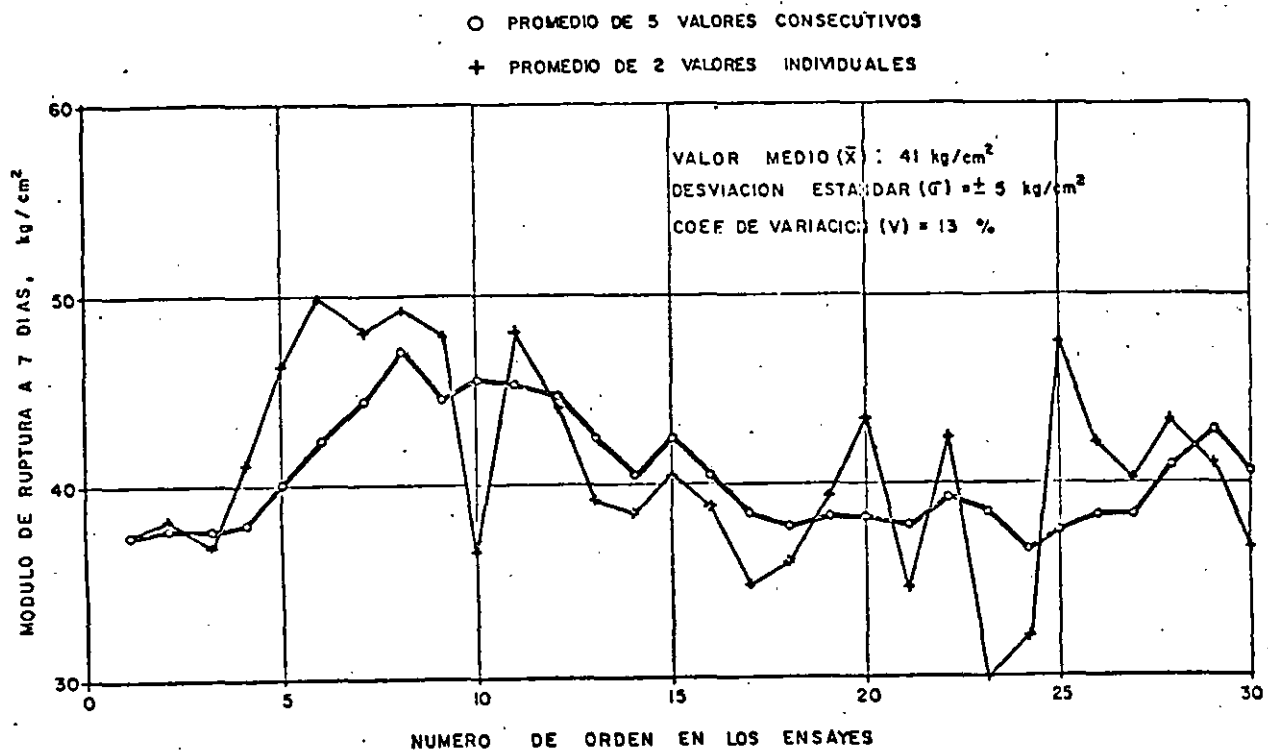


CARTA DE CONTROL:
COMPOSICION DEL CONCRETO TIERNO (CCT - 73)

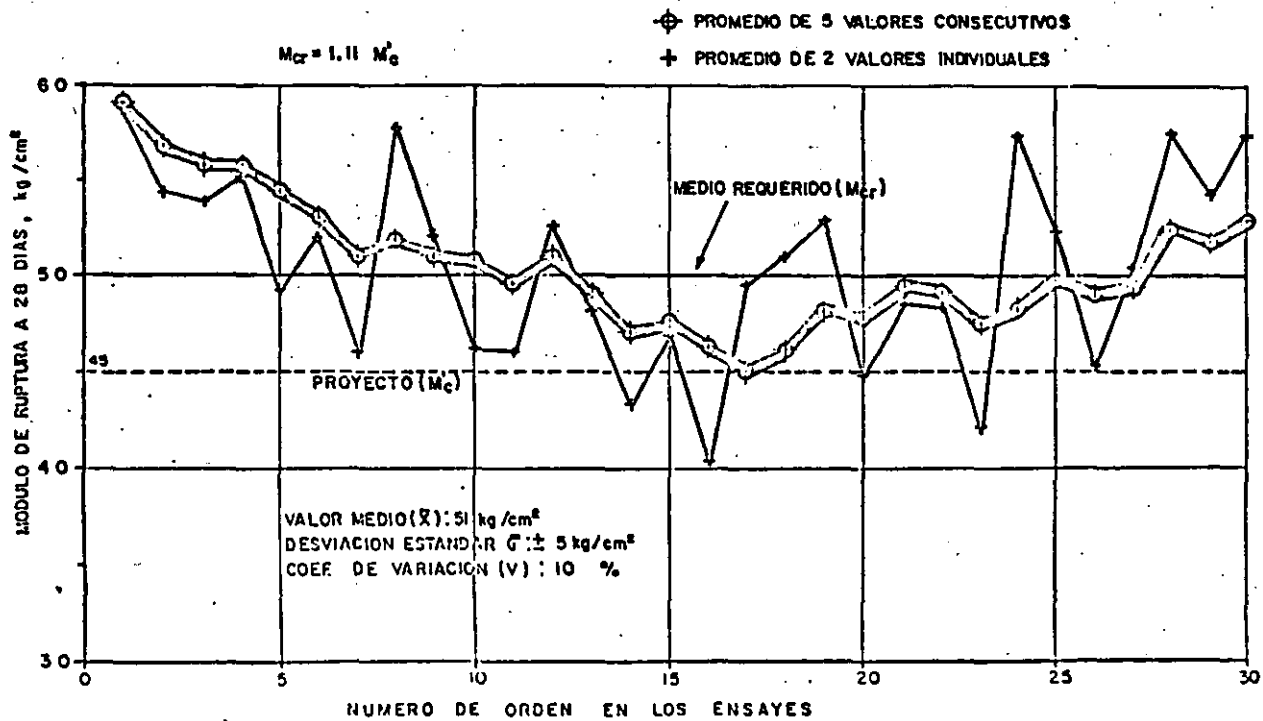


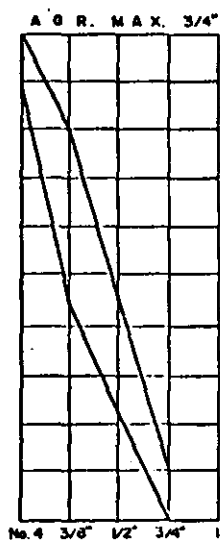
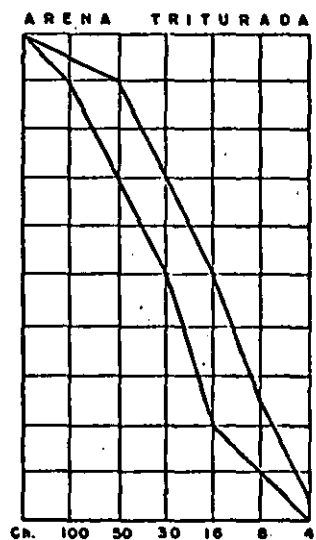
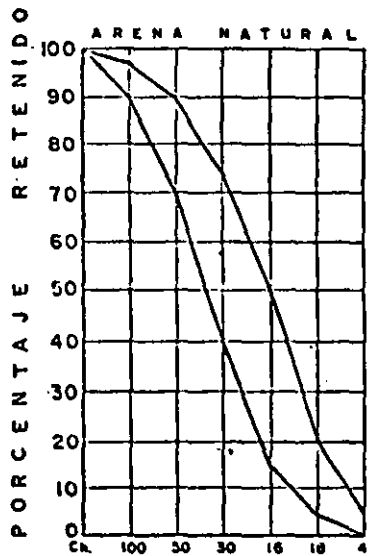
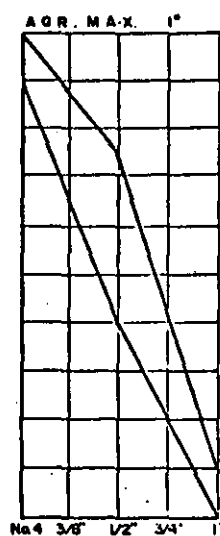
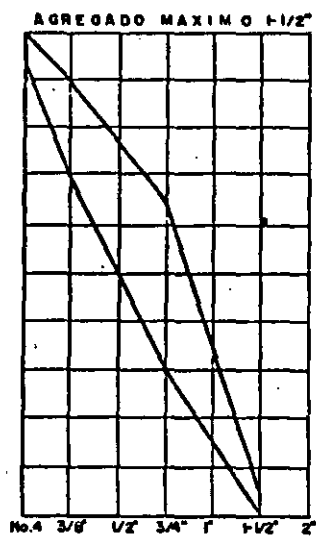
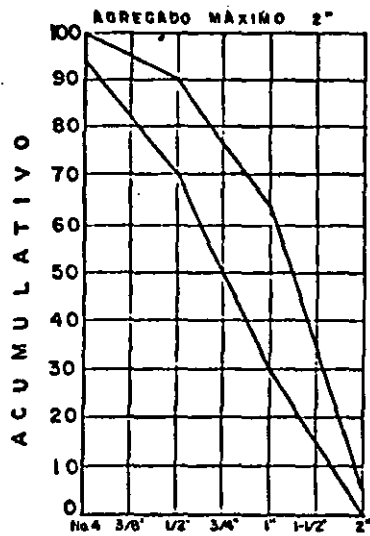


CARTA DE CONTROL: RESISTENCIA EN LOSAS

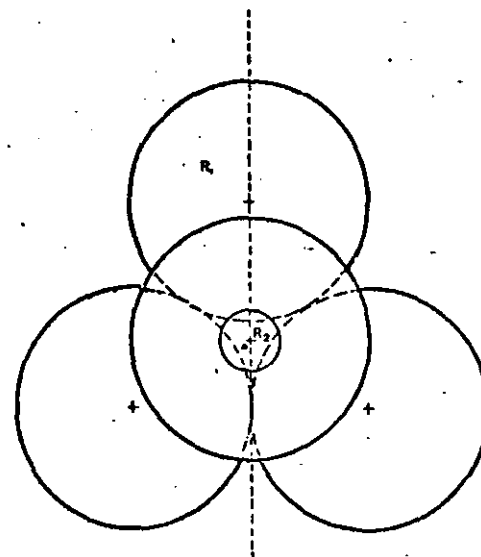


CARTA DE CONTROL: RESISTENCIA EN LOSAS





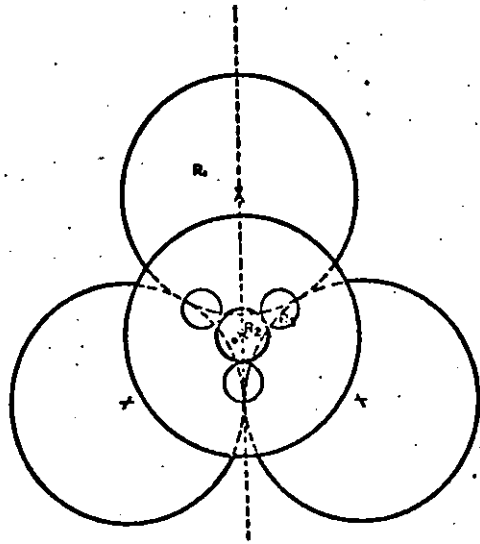
PLANTA R₁ y R₂



R.A.O.S.

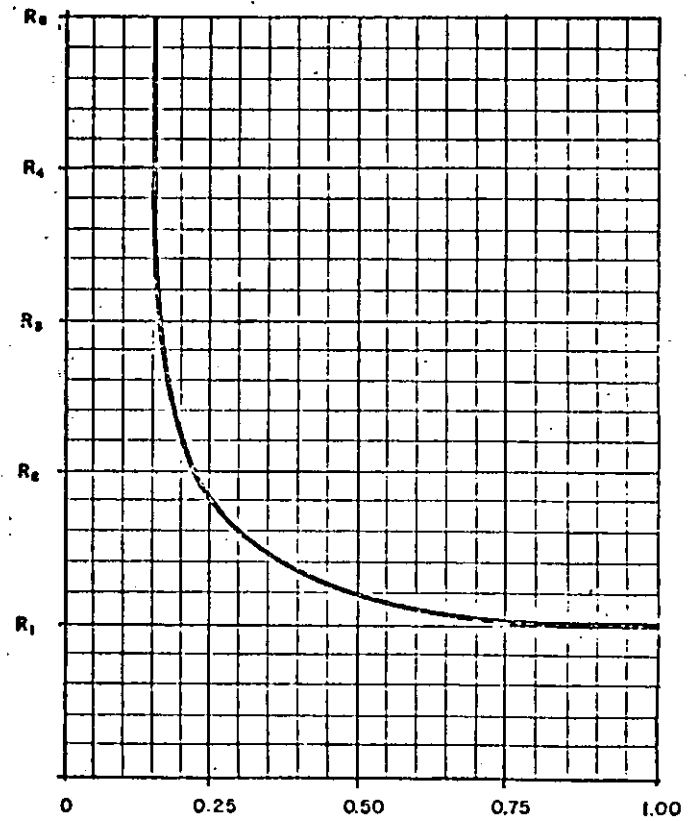
LIMITES GRANULOMETRICOS DE AGREGADOS

PLANTA R_1 , R_2 y R_3



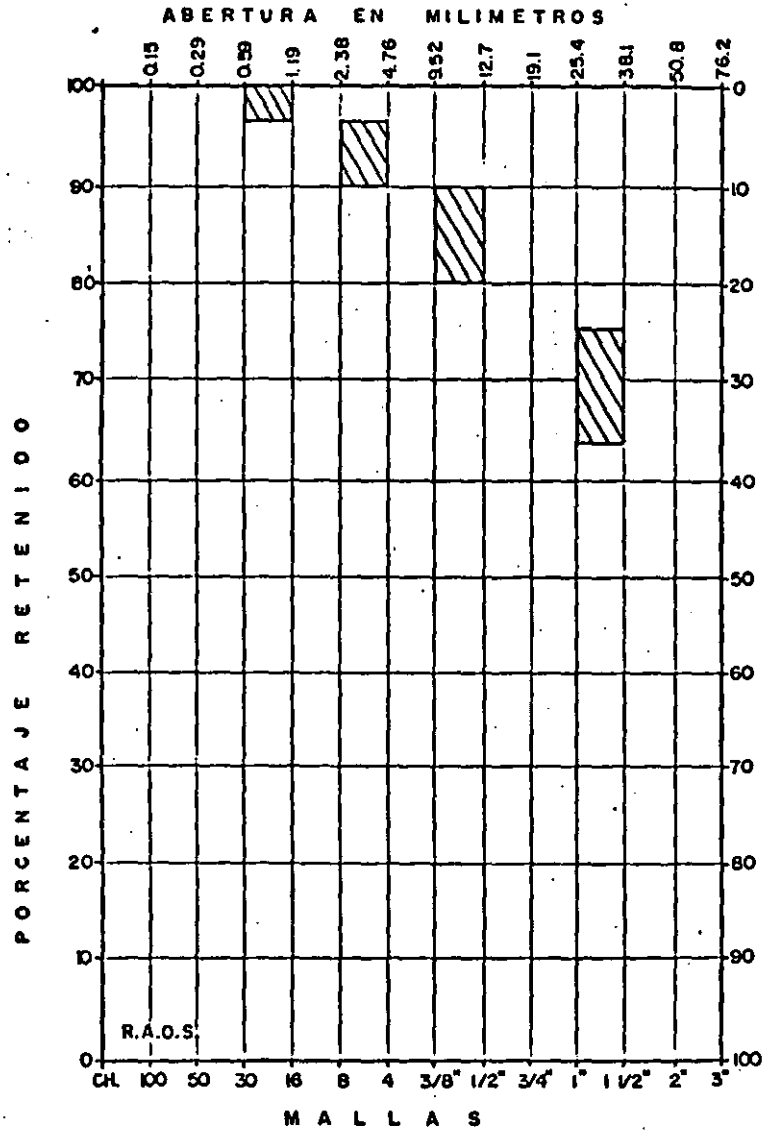
R.A.O.S.

RELACION ENTRE
RADIO S



R.A.O.S.

R_2 / R_1
 $i = 1, 2, 3$



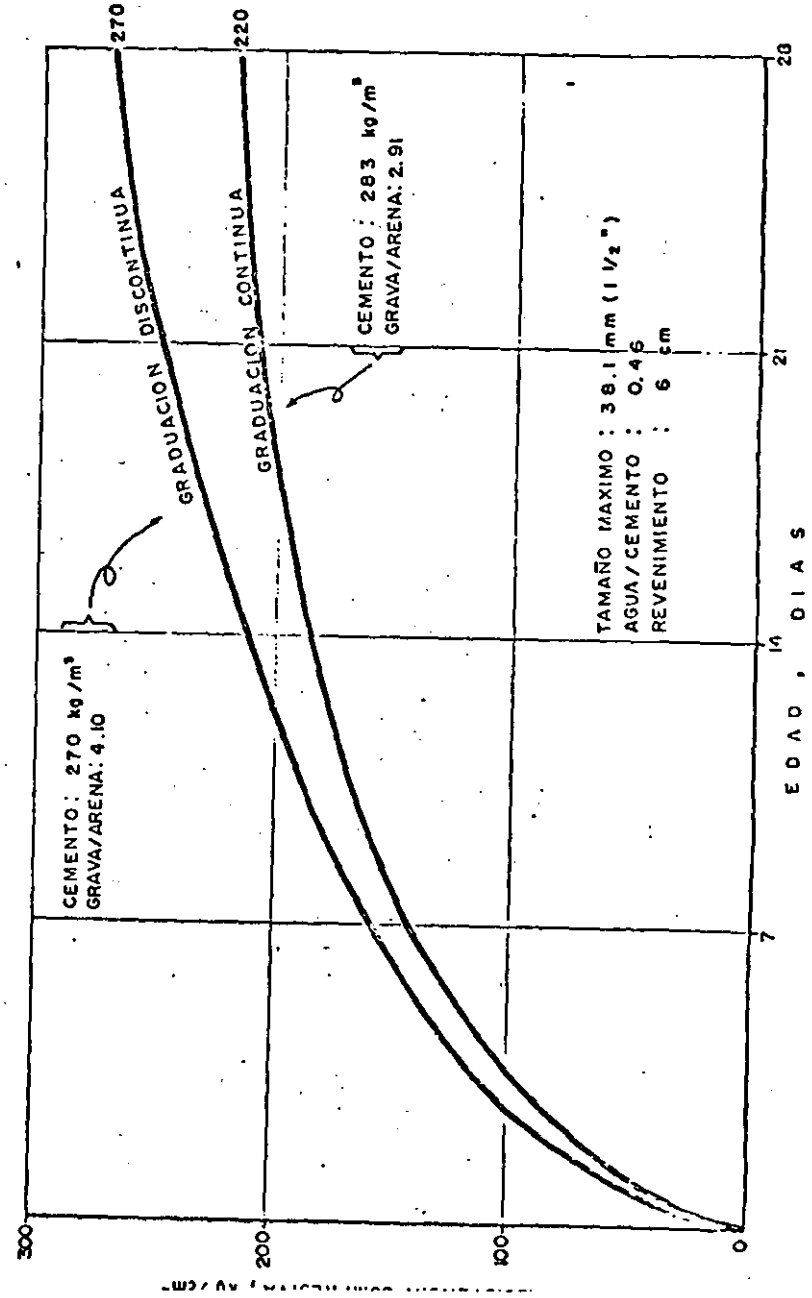
ZONAS GRANULOMETRICAS RECOMENDABLES
 PARA AGREGADOS CON GRANULOMETRIA
 DISCONTINUA

LAMINA 22

PORCENTAJE QUE PASA

LAMINA 23

RESISTENCIAS COMPARATIVAS EN CONCRETOS



CRITERIO PARA
DEFINIR:

SE NECESITA
CUANDO:

NO SE NECESITA
CUANDO:

REVESTIMIENTO
IMPERMEABLE

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} > ai$$

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} < ai$$

DRENAJE
COMPLEMENTARIO

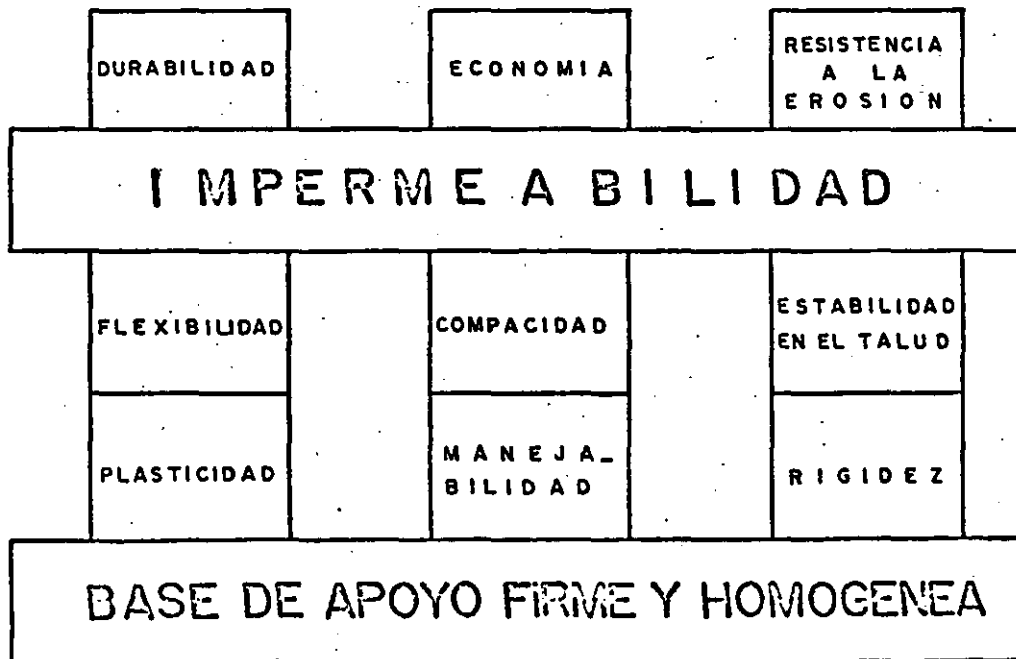
$$\frac{q_{max}}{k_{min}} > ai$$

$$\frac{q_{max}}{k_{min}} < ai$$

q = CAUDAL DE FILTRACION
Q = AREA DE FILTRACION
i = GRADIENTE HIDRAULICO

k = COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD
DEL TERRENO DE APOYO

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL REVESTIMIENTO
IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO



VALORES DE LA PERDIDA UNITARIA "R" RECOMENDADOS PARA DIFERENTES SUELOS EN EL DISTRITO DE RIEGO RIO COLORADO, B. C.

TIPO DE SUELO PREDOMINANTE (SUCS)	PERDIDA UNITARIA "R" (m/día)
<u>Suelos muy impermeables</u>	
- Arcillas de alta plasticidad, de consistencia firme a dura (CH)	0.002 a 0.05
- Arcillas compactadas de baja plasticidad, de consistencia firme a dura (CL)	
<u>Suelos impermeables</u>	
- Arcillas limosas de baja plasticidad, de consistencia blanda a firme (CL)	0.05 a 0.10
- Limas arcillosas de baja compresibilidad, semi-compactas a muy compactas (ML)	
<u>Suelos semi-impermeables</u>	
- Limas arcillosas con intercalaciones de arenas limpias, de sueltas a compactas (MH)	0.10 a 0.20
<u>Suelos permeables</u>	
- Arenas arcillosas, de sueltas a semi-compactas (SC)	0.20 a 0.50
- Arenas limosas con intercalaciones de limas arcillosas, de sueltas a compactas (SM)	
<u>Suelos muy permeables</u>	
- Arenas limosas, de muy sueltas a semi-compactas (SP)	0.50 a 0.80
- Arenas limpias mal graduadas (SP)	

CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

a) Fabricación

El control se hará esencialmente para asegurar:

- La calidad de los materiales
- La adherencia del cemento coloidal con los agregados
- El tiempo de mezclado y la temperatura de la mezcla
- La composición de las mezclas:
 - 1) Entrega de los ingredientes antes del mezclado
 - 2) Ensayos de compactación
 - 3) Ensayos de extracción (rotarex)
- La estabilidad en el talud (y la flexibilidad)

Los probetas destinadas a los ensayos de fluencia (y flexibilidad) se harán con las muestras obtenidas en la planta y en condiciones similares a las de la obra (presión de rodillado y compactación).

b) Supervisión de la colocación

Durante la ejecución de la obra se deberá dar su importancia a la supervisión permanente de las siguientes partes:

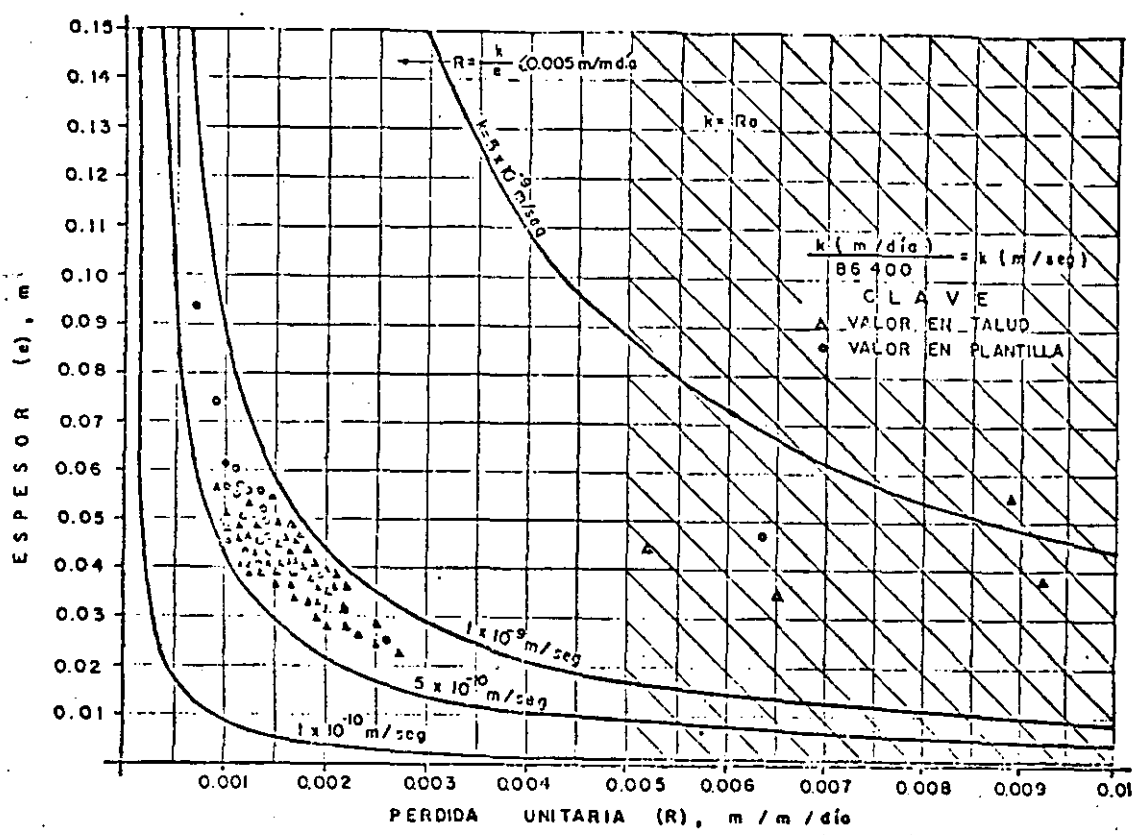
- Condiciones del terreno de apoyo
- Temperatura de la mezcla: en los camiones, después del tendido y antes del rodillado (tanto en la parte continua como en las juntas)
- Control de espesor de la mezcla suelta
- Posición de las juntas (trasape entre capas)
- Velocidad del tendido y rodillado
- Tratamiento de las juntas
- Control en la colocación de los colectores de drenaje

c) Control de la ejecución

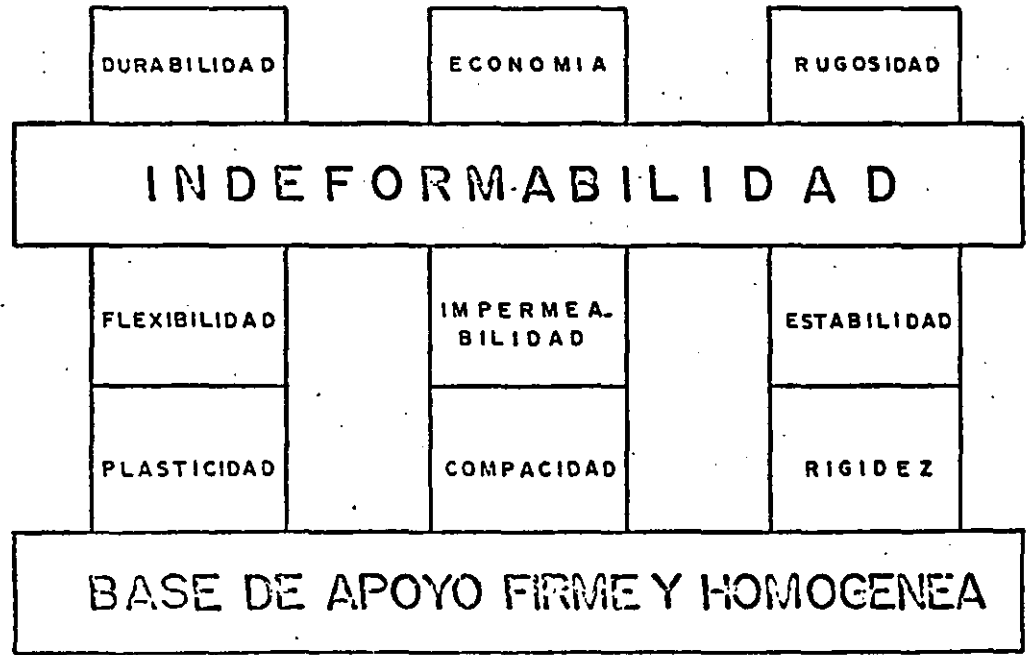
Sobre los "corazones" extraídos de la capa impermeable endurecida, se procederá a las siguientes mediciones:

- Espesor
- Permeabilidad
- Compactación

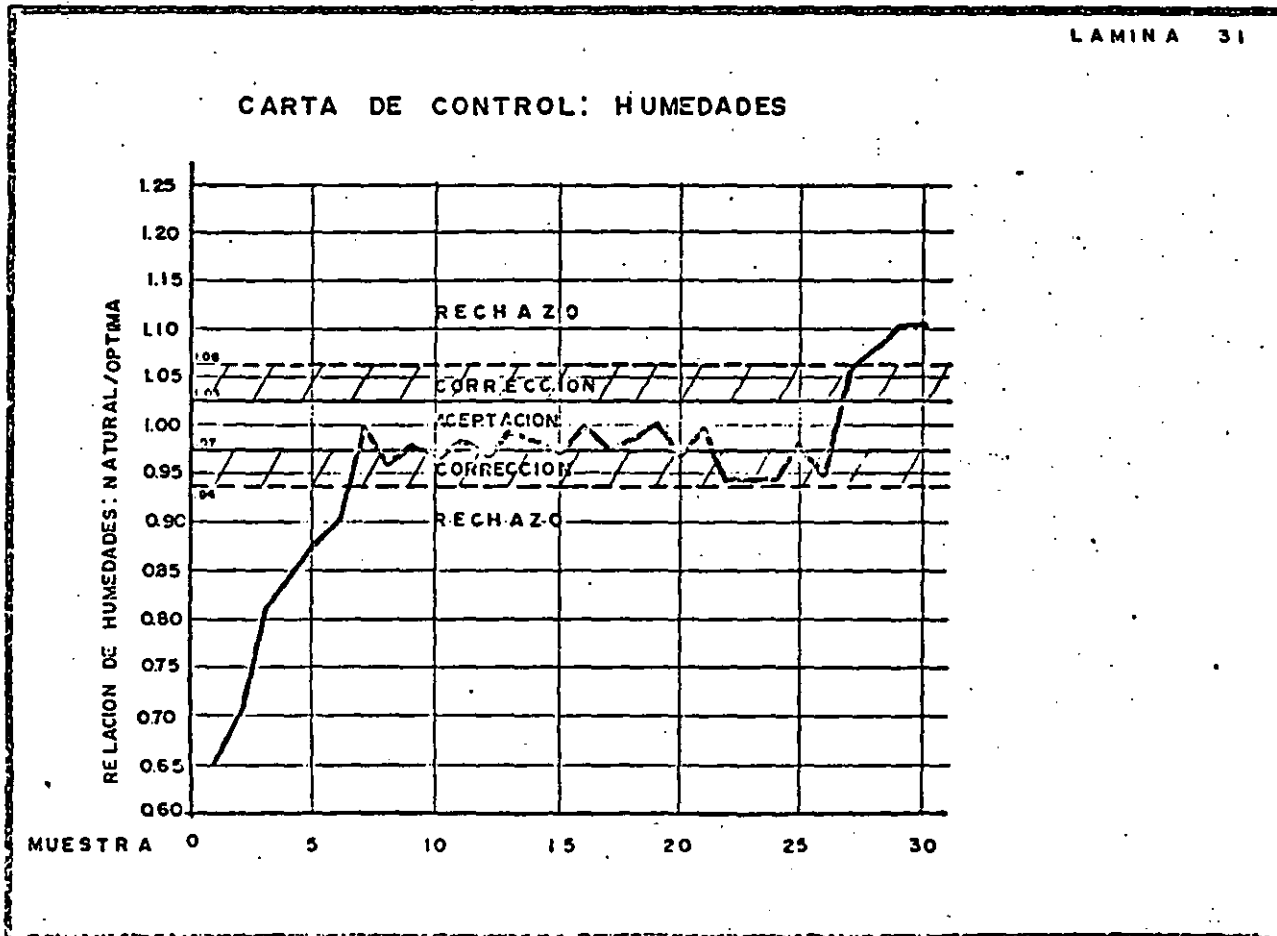
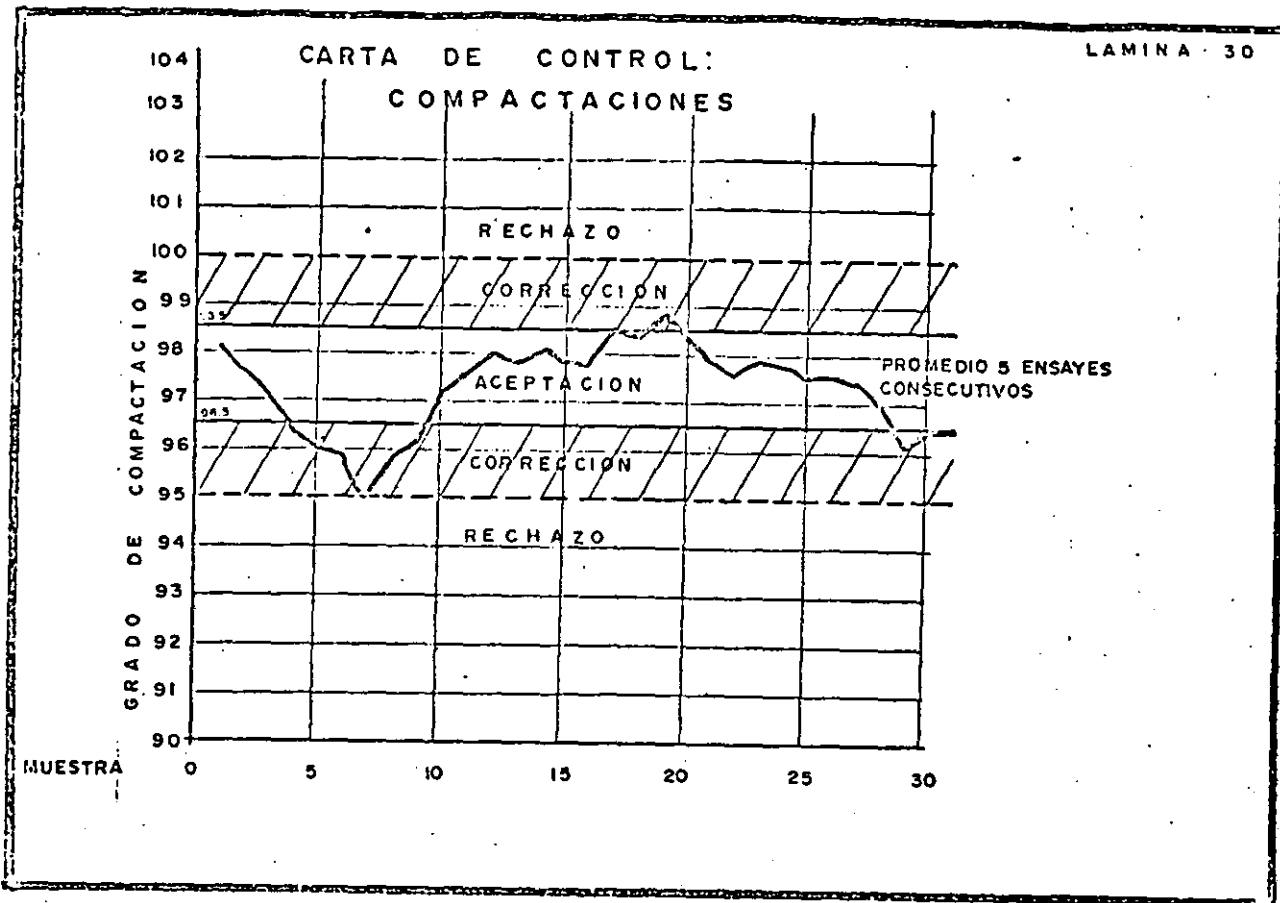
CARTA DE CONTROL: CAPA IMPERMEABLE



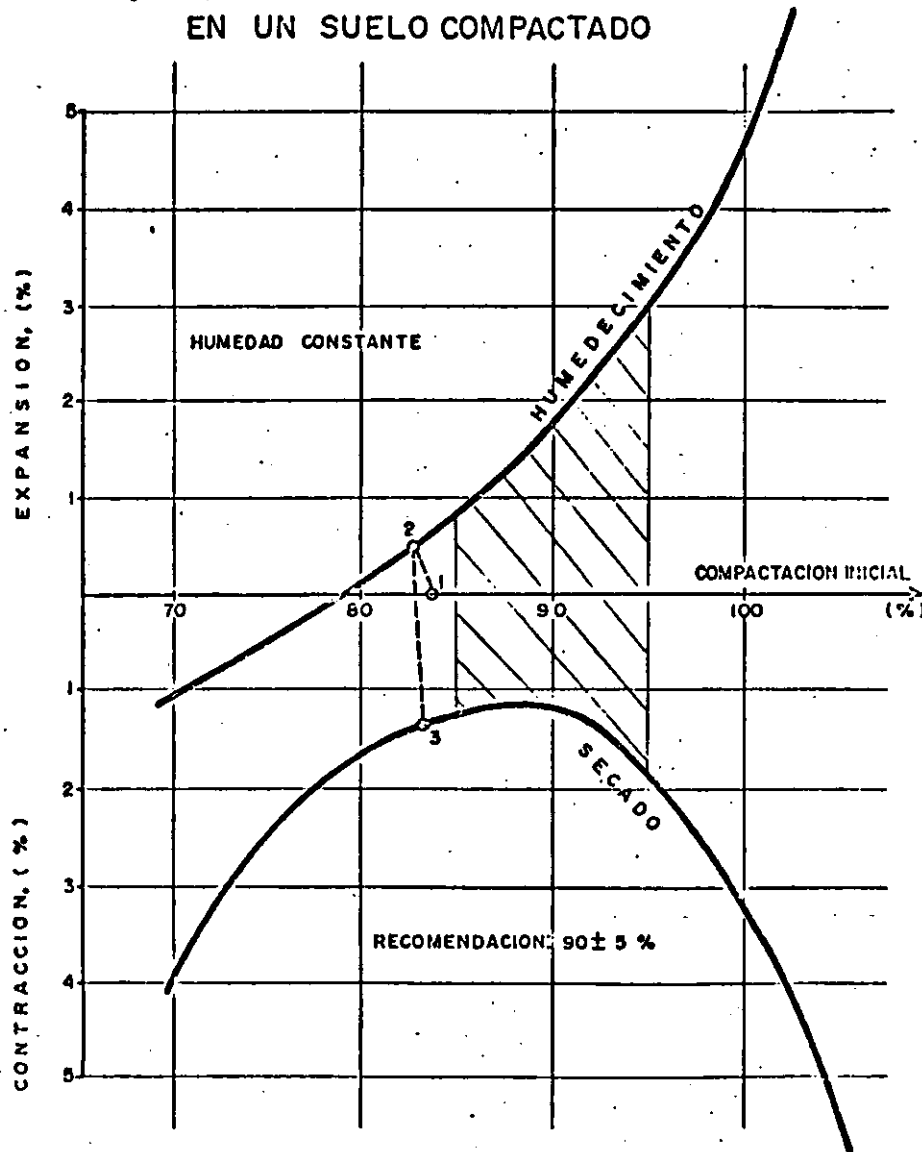
PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE PARA UNA AEROPISTA



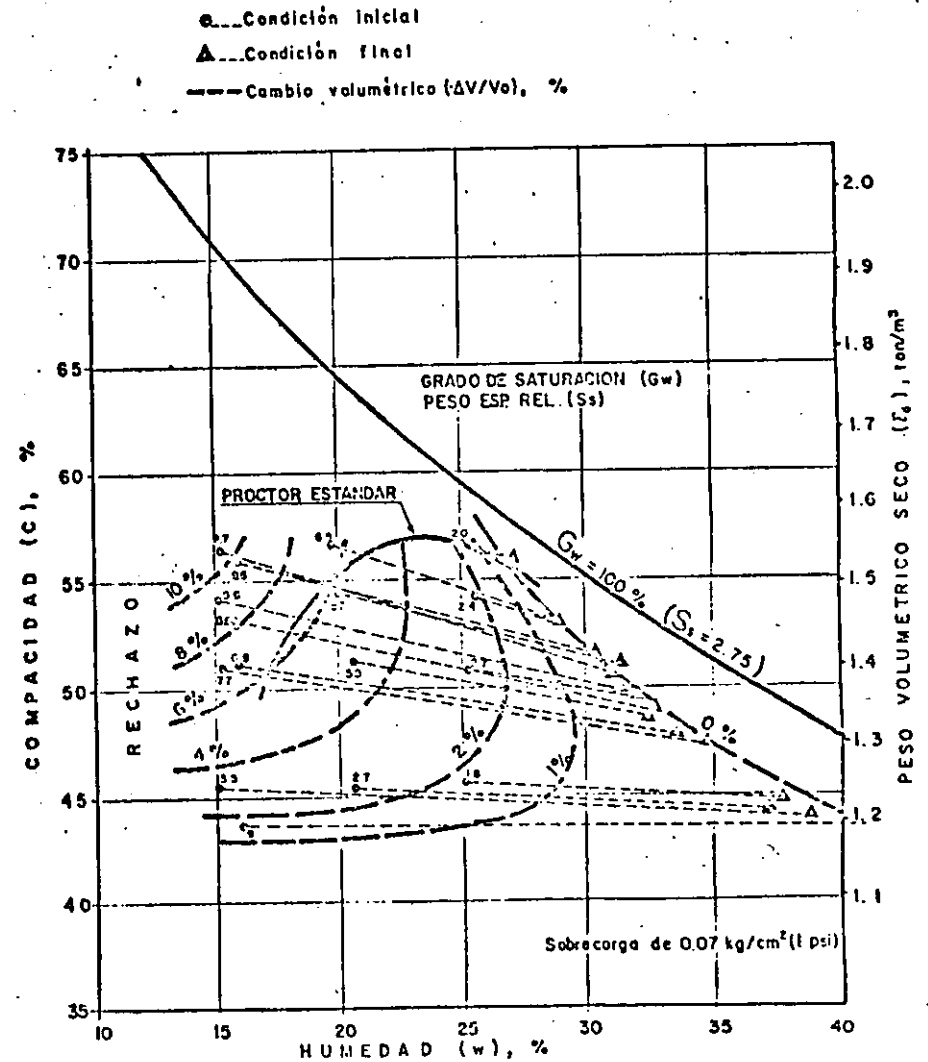
- ESTABILIDAD VOLUMETRICA POR CAMBIOS DE HUMEDAD. SUBDRENAJE
- RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD BAJO ESFUERZOS REPETIDOS

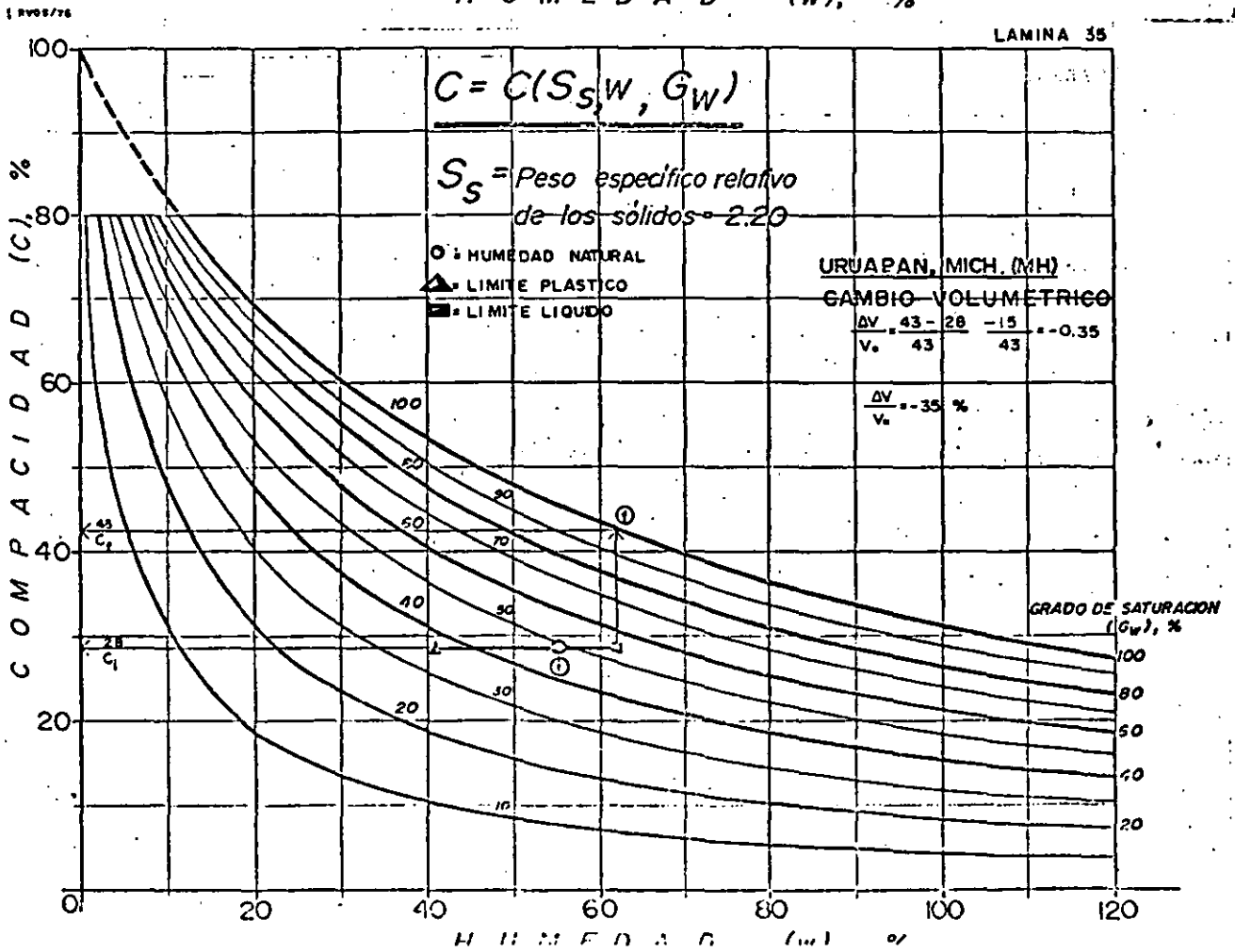
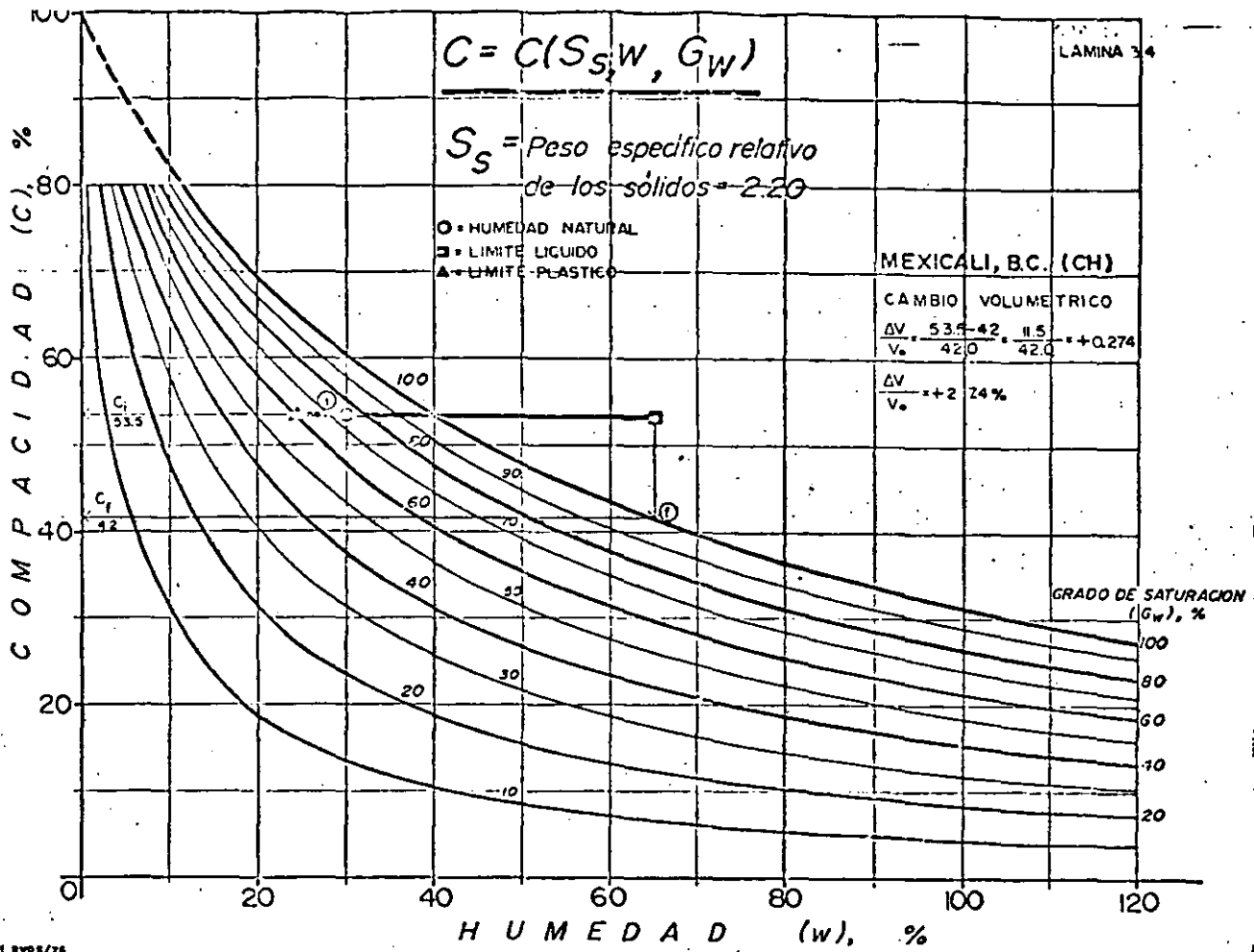


CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO



CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO



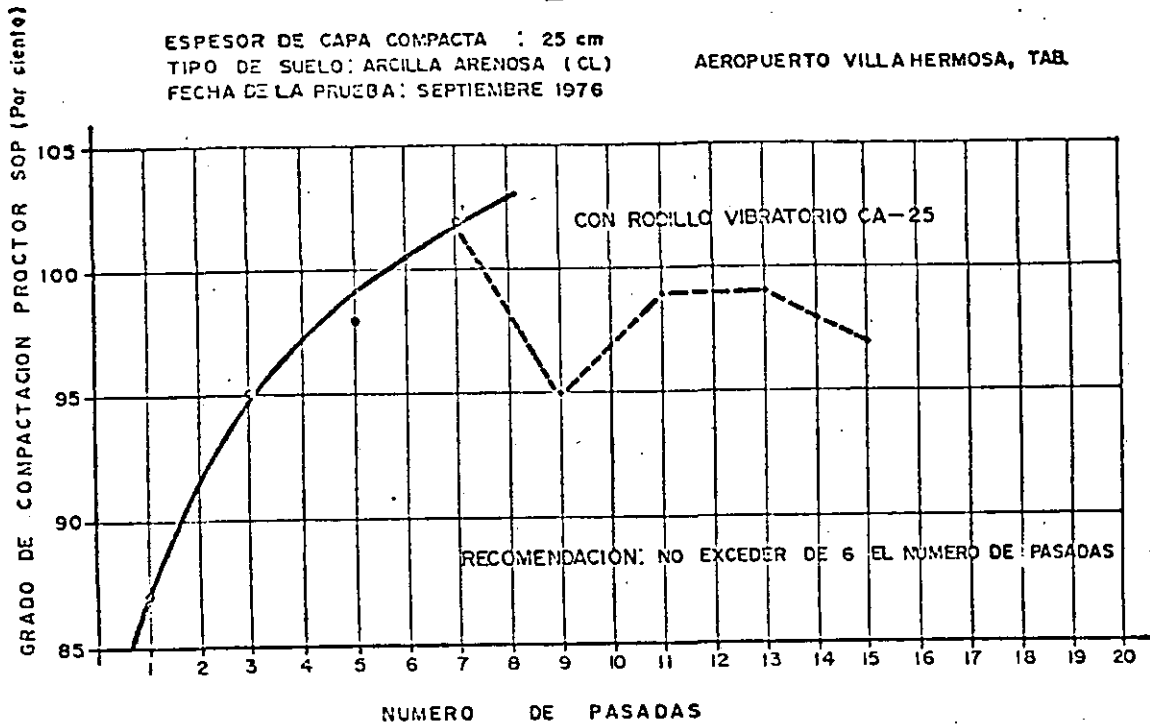


TRAMO DE PRUEBA EN CAPA SUBRASANTE

HUMEDAD INICIAL : 15.5 ± 1.5 % } RELACION DE HUMEDAD = $\frac{15.5}{18.5} = 0.84$
 HUMEDAD OPTIMA : 18.5 %

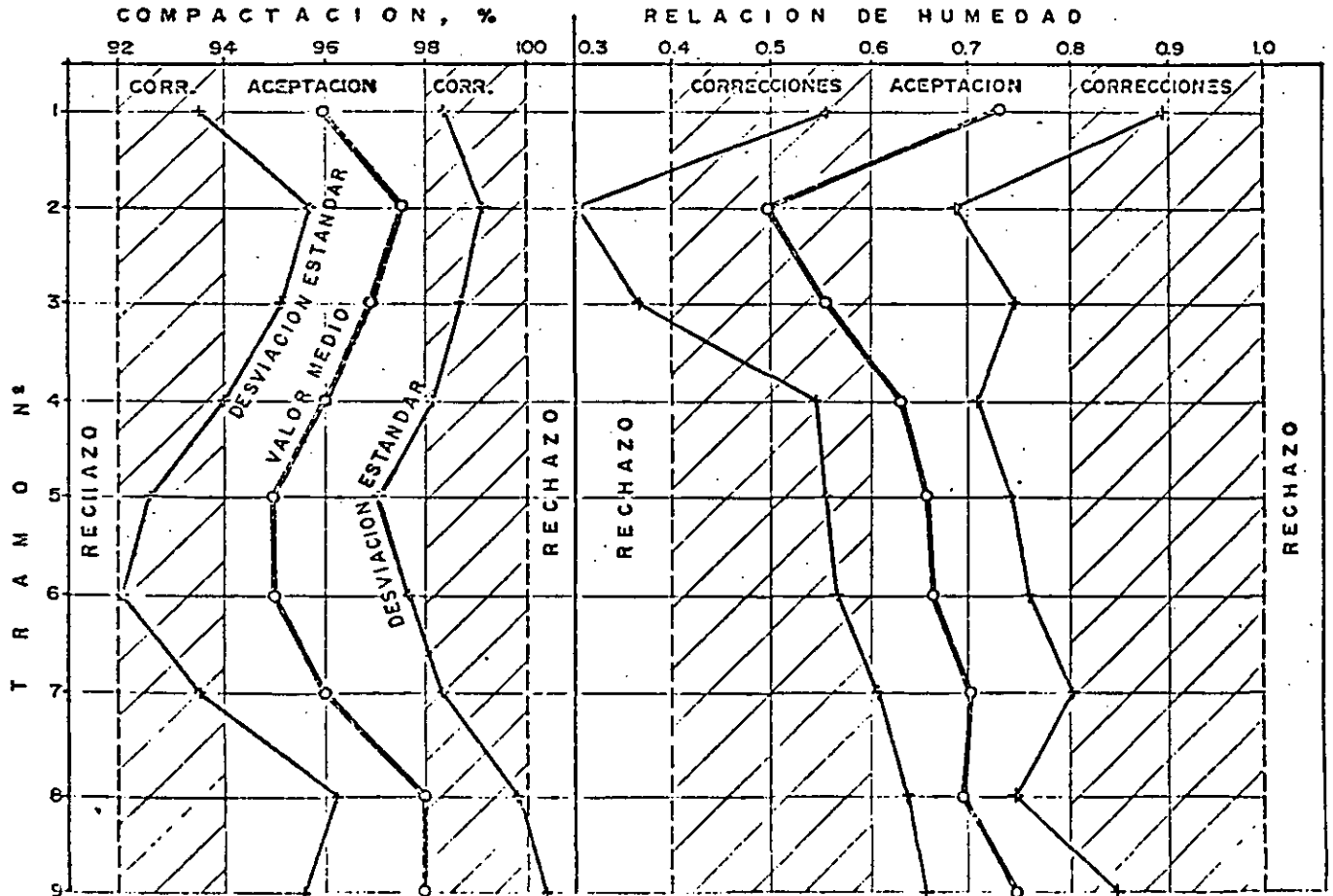
ESPESOR DE CAPA COMPACTA : 25 cm
 TIPO DE SUELO : ARCILLA ARENOSA (CL)
 FECHA DE LA PRUEBA : SEPTIEMBRE 1976

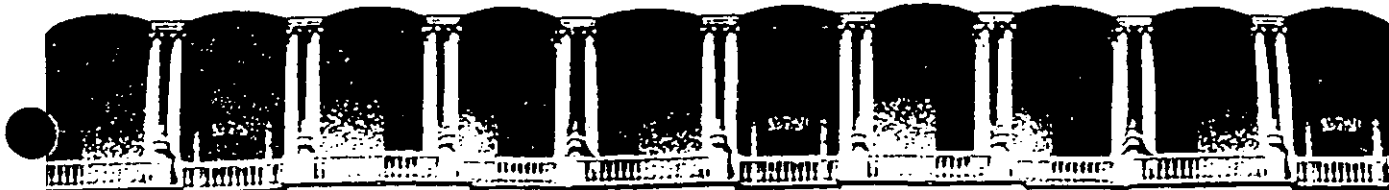
AEROPUERTO VILLA HERMOSA, TAB.



LAMINA 37

CARTA DE CONTROL: CAPA SUBRASANTE





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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO: III

**CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD
DE PAVIMENTOS**

ING. RAUL V. OROZCO S.

CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD
DE PAVIMENTOS

CONSTRUCCION Y CONTROL DE CALIDAD DE PAVIMENTOS

Raúl Vicente OROZCO SANTOYO
RVO y Cía., S. A. de C. V.

RESUMEN

Se propone un sistema ágil y oportuno de Control de Calidad, simultáneo a la Construcción, para lograr una Obra económica y bien hecha. Se hace énfasis en que el Constructor es el único responsable de la Calidad de la Obra; el Proyectista, el Supervisor y el Controlador de Calidad sólo apoyan al Constructor.

También se presenta un enfoque geotécnico de los materiales, así como un criterio de aceptación y rechazo fundamentado en el diagrama CAS [Compacidad-Agua (o Asfalto)-Saturación] en el cual se trazan las curvas de igual propiedad o característica (isocaracterísticas).

INTRODUCCION

En la actualidad, existe un divorcio total entre los grupos de Proyecto, Construcción, Supervisión y Control de Calidad, ya que cada uno de ellos trata de cumplir exclusivamente con su misión, sin interesarse en las actividades de los demás. Cada grupo olvida que es parte integrante del equipo total, el cual hará realidad una Obra de Ingeniería.

A continuación se expresan algunas ideas y párrafos tomados de la Ref. 1.

Por lo general, el Proyectista se contenta con entregar Planos, Normas y Especificaciones que, de ordinario, fallan en la práctica, a causa de: redacción confusa, "parchada", inadecuada al caso específico, con vaguedades y "lagunas", delegación excesiva de interpretación

al Ing. Residente, etc, etc. El Proyectista y solamente él, será quien decida el Nivel de Calidad requerido, respaldado desde luego por el Propietario de la Obra (organismo oficial o privado) al través de su Representante y con apoyo en las instituciones técnicas expertas; los Niveles de Calidad, asignables a las diversas partes componentes del Proyecto, serán expresadas por el Proyectista precisamente en esos Planos, Normas y Especificaciones.

Algunas de las razones más importantes de falla en las Normas y Especificaciones al presente en uso, son las siguientes:

- a) Tienen redacción confusa de lo pretendido, lo cual, de ordinario no corresponde precisamente con la realidad del Proyecto específico donde la Norma o la Especificación será aplicada.

- b) Son "refritos" de otros documentos. De rareza dos proyectos resultan iguales. En la naturaleza o realidad, la variedad es "la regla".
- c) Rara vez estipulan tolerancias o márgenes de aceptación, expresables según los métodos estadísticos usuales: porcentajes, desviaciones estándar, etc., expresados en tablas o gráficas.
- d) Muchas de ellas, frecuentemente otorgan en su redacción un poder exagerado de decisión en el "Ingeniero de Campo" (Ley del Embudo). Los resultados son nocivos para todos los grupos, porque en muchos casos inmiscuyen al "Ingeniero" en actos y decisiones exclusivamente del dominio del Constructor, con posible detrimento económico de éste e interferencia en su trabajo: una manifiesta inequidad.
- e) Normalmente están redactadas con la idea de prevenir abusos del Constructor (todos los Imaginables); además conceden facultades indebidas y confusas al "Ingeniero", no manifestadas claramente, en carácter, ni en cuantía, en los documentos contractuales. Todo esto es fuente de fricciones, reclamaciones, etc., etc; y lo peor, que el Constructor, al tratar de cubrir posibles consecuencias económicas en sus proposiciones contractuales de ejecución, encarece sus costos o sus precios.
- f) Comúnmente, todas las responsabilidades por imprevistos o cambios en las condiciones del suelo o subsuelo, climatológicas, etc., etc., recaen única y exclusivamente en el Constructor, dando en consecuencia que, éste, ocurran o no estas condiciones, trata de cubrirse en sus precios unitarios.

Esa actitud debe desaparecer, tanto en la redacción de las normas de procedimientos contractuales y de aceptación del trabajo, como en la estrategia básica o doctrina fundamental del Propietario de la Obra, por arbitraria y onerosa para todas las partes, como la experiencia lo enseña. Por otro lado, el Controlador de Calidad actual se concreta a ser un "reportero" de actividades ya consumadas, con tratamientos estadístico-históricos, y a efectuar una serie de pruebas sobre diversas características de los materiales constituyentes, antes y después de mezclarlos, sin haber correlación alguna entre las pruebas rutinarias de control y las propiedades deseables de los materiales en la estructura real ya terminada. De todo lo anteriormente expuesto se desprende que la Supervisión y el Control de Calidad, sin desearlo e inadvertidamente, entorpecen aún

más las actividades constructivas que exige una Obra económica y bien hecha.

Ahora bien, en el cuerpo de esta ponencia se reflejarán las actitudes y directrices deseables que el suscrito pretende, para que haya un clima de trabajo ingenieril en equipo, por lo que a Construcción y Control de Calidad respecta, fundamentalmente.

1) *LOS RESPONSABLES DE LA OBRA*

1.1) Generalidades

Qué mejor oportunidad en esta ponencia para establecer el vínculo que falta grabar en las mentes de los Ingenieros: Construcción y Control de Calidad. Es un solo bloque, una sola actividad; es decir, el único responsable de la Calidad de una Obra debe ser el propio Constructor, nadie más.

El Supervisor sólo vigila que se cumpla lo proyectado, auxiliándose del Control de Calidad únicamente para la aceptación de la Obra y el pago convenido al Constructor. Así lo desea el Propietario, al través de su Representante o de el Director de la Obra.

En el momento mismo de la construcción, es evidente que el responsable de ésta tiene implícito -y defiende- su sello de buen Constructor; en caso contrario, no tiene sentido que se le llame o invite a construir. Desde el dueño de la empresa, directores, gerentes y superintendentes, hasta los sobrestantes, operadores, inspectores, controladores y peones, deben mostrar en todo momento una actitud positiva de superación; de no ser así, no merece llamársele Constructor al que se desliga e ignora la Calidad de sus Obras; no tiene razón de existir ni en la lista de empresas afines.

Aún más, sabemos que la Calidad ésta presente desde que se gesta y concibe la idea (Obra) hasta que se realiza. Está presente en todas las personas que de un modo u otro han intervenido en el logro de una Obra: durante el Proyecto, la Supervisión, la Construcción y aún en la Conservación de ésta.

Sin embargo, el Constructor es quien debe asegurarse a sí mismo la Calidad estipulada, sin interferencias extrañas, para lo cual requiere de un grupo Controlador de Calidad calificado, muy bien organizado e independiente de sus brigadas de producción (Ref. 1), que permita dar un voto de confianza a su empresa y, sobre todo, indicar de un modo ágil y oportuno las desviaciones, caso de haberlas, para su

inmediata corrección.

Durante la construcción de la Obra, el responsable del Control de Calidad ejecutará la inspección, el muestreo y los ensayos necesarios, en todas sus etapas, para que se logre el Nivel de Calidad deseado en los diversos conceptos de obra involucrados; además, tiene que suministrar información oportuna a la Residencia de Construcción para que, con debido conocimiento, actúe en plan correctivo, oportuno y eficaz, a fin de evitar defectos en métodos constructivos, en caso de así requerirse, habida cuenta que el Controlador de Calidad no tiene carácter ejecutivo en la Obra, salvo en casos especiales (Ref. 2).

En la Tabla I se ilustran las principales actividades de los responsables de la Obra.

A continuación se describe someramente la secuencia de actividades recomendable para los responsables de la Obra.

1.2) Secuencia recomendable de actividades

El fracaso de muchas Obras, en especial los pavimentos, se debe básicamente a la falta total de entendimiento y comunicación entre los elementos responsables del Proyecto completo: Proyectista, Supervisor, Constructor y Controlador de Calidad (Ref. 5). Esto ya se expresó en la introducción a esta ponencia.

Por ejemplo, cuando de suelos finos se trata, el Proyectista normalmente fija el Nivel de Calidad con el criterio del "mínimo" de compactación y, por desconocer el comportamiento de los suelos compactados, logra que el Constructor fabrique "sin querer" una estructura peligrosa; en otras palabras, transforma un suelo "noble" en "rebelde". Y lo que es más, el Controlador de Calidad y el Supervisor se encargan de asegurar esta aberración.

En cambio, si el Proyectista correlacionara las propiedades básicas del suelo compactado (estabilidad volumétrica y resistencia al esfuerzo cortante) con parámetros fácilmente medibles (compacidad y humedad), podrían establecerse racionalmente los criterios de aceptación, corrección y rechazo, tomando en cuenta la opinión del experto en construcción y efectuando tramos de prueba. De esta manera se aprovecharía mejor el material y el equipo que proponga el Constructor y, por otra parte, el Control de Calidad si ten-

drá entonces mayor razón de ser.

En la Tabla 2 se presenta un esquema de lo descrito anteriormente, generalizado a los pavimentos, tanto flexibles como rígidos.

2) *NIVEL Y CONTROL DE CALIDAD*

Cuando se concibe y desarrolla un Proyecto, el Proyectista debe establecer con toda claridad el Nivel de Calidad que debe asegurar el Constructor de la Obra (Ref. 2).

El Nivel de Calidad viene siendo el conjunto de características cualitativas y cuantitativas que deben satisfacer los materiales, las instalaciones y componentes de la Obra, en los aspectos de resistencia a las cargas por soportar, asentamientos totales y diferenciales, deformaciones, geometría, apariencia, durabilidad, capacidad de carga, etc., etc.

El Nivel de Calidad implica establecer el criterio de aceptación o rechazo, mediante el valor medio de la característica a medir y su desviación estándar o coeficiente de variación (como medidas de dispersión de valores, con respecto al medio), así como la probabilidad de falla en los ensayos (cada ensayo es el promedio de 2 valores, como mínimo, de la característica medida). En el Cap. 3 se definen las características a medir.

Finalmente, se puede establecer que el Control de Calidad es un sistema integrado de actividades, factores, influencias, procedimientos, equipos y materiales, que afectan al establecimiento y, posteriormente, el logro del Nivel de Calidad estipulado, para que una Obra cumpla con su propósito (Ref. 2). En este sistema intervienen el Proyectista, el Supervisor y el Constructor.

3) *CARACTERÍSTICAS A MEDIR*

Hay características básicas y subordinadas a éstas (Ref. 2). Entre las características básicas se tienen, por ejemplo:

- La resistencia a la compresión simple o a la flexión del concreto hidráulico, estimada en probetas convencionales,
- El coeficiente de permeabilidad de un suelo compactado o del concreto (hidráulico o asfáltico), obtenido de permeámetros diseñados ex profeso, y
- La resistencia a la erosión del concreto hidráulico o asfáltico, estimada a partir de una prueba de desgaste convenida.

El contenido de agua y la compacidad de un relleno estructural, por ejemplo, son características subordinadas a su módulo de rigidez (capacidad de carga y deformabilidad), que es la básica.

El contenido de asfalto (cemento asfáltico) y la compacidad de una carpeta asfáltica, también son características subordinadas a su módulo de rigidez (capacidad de carga y deformabilidad), que es la básica.

El contenido de agua y la compacidad del concreto hidráulico son características subordinadas a la resistencia compresiva, que es la básica.

4) ETAPAS DEL CONTROL DE CALIDAD

El Control de Calidad implica un mecanismo ágil y oportuno que permita asegurar el Nivel de Calidad establecido. Para esto, se presentan tres etapas básicas que son (Ref. 2): Previsión, Acción e Historia, según se ilustra en la Tabla 3.

4.1) Etapas de Previsión

Se refiere al control de materiales antes de la construcción de algún elemento o estructura, para luego aceptarlos como ingredientes separados. Es muy conveniente que se acepten los materiales precisamente en la fuente de suministro, para evitar desperdicios en tiempo, dinero y energías humanas. ¿Para qué descartar un material al "pie de obra", cuando se sabe que "está mal" desde el origen? Si los materiales son aceptados antes de su transporte, deben también aceptarse en el sitio de la Obra o planta, a no ser que sea "contaminado" con otros materiales, o materias extrañas, por descuido del Constructor; de ser así, se rechaza "por ignominia" hasta que se corrija en el lugar (lavado, cribado, etc.).

Las cartas de control son magníficos auxiliares en la decisión de aceptar, corregir o rechazar. A este respecto se recomiendan las Refs. 2, 3 y 5.

Es en esta Etapa donde se tienen estudiadas, con mucha antelación, las mezclas básicas para suelos o concretos (hidráulicos o asfálticos). Igualmente, la selección de equipo e instalaciones debe hacerse en esta Etapa de Previsión.

4.2) Etapas de Acción

Una vez que han sido aceptados los ingredientes en la Etapa de Previsión, se procede al mezclado de

los mismos, para lo cual se necesita tener los ojos "bien abiertos". Esto corresponde a la Etapa de Acción.

Esta Etapa se refiere al ajuste y control de materiales durante la construcción de algún elemento o estructura, para aceptarlos como ingredientes mezclados.

Una vez que se inicia el proceso constructivo,
! Debe terminarse !

Por ser esta Etapa de Acción la que constituye el auténtico Control de Calidad, ágil y oportuno, a continuación se ejemplifican ciertos casos:

a) Capas de suelo compactado -

Cuando se va a construir una capa de base, sub-base o subrasante, una vez aprobados los materiales (Etapa de Previsión), se procede a seguir estrictamente las recomendaciones resultantes de un tramo de prueba (véase "1.2."), donde se conocerá el grado de homogeneidad esperado; es decir, que al alcanzar el espesor de capa suelta prefijado, con su humedad inicial ya incorporada al material, basta solamente dar el número de pasadas con el equipo compactador (de peso, velocidad y frecuencia de vibración definidos), para asegurar que la capa compacta tendrá el espesor, compacidad, humedad y grado de saturación iniciales que requiere el Proyecto.

Es aquí donde se debe tener extremo cuidado en el procedimiento constructivo, para que "salgan bien las cosas". Una vez que se inicie el paso del equipo compactador y se sigan al "pie de la letra" las instrucciones que se den a los operadores y sobrestantes, los resultados obtenidos tienen que ser exitosos; de no ser así, se harán ajustes posteriores en la capa sobreyacente, pero nunca debe "levantarse" una capa compactada que ha seguido "todas las de la ley". En otras palabras, al terminarse el proceso constructivo tiene que aceptarse "el trabajo" y no esperar a las pruebas "de mañana", ya que se está invadiendo la Etapa de Historia.

b) Capas de concreto asfáltico -

Este caso es similar al anterior, sólo

que más complicado y costoso. En lugar de agua para compactación se usa cemento asfáltico, pero caliente.

El control y ajuste de materiales es más delicado que en las mezclas de suelo con agua, ya que se requiere una planta especial para fabricar mezcla asfáltica "en caliente".

En resumen, no se va a "levantar" un tramo de carpeta asfáltica al día siguiente "porque las pruebas no dieron". La aceptación se hace durante el proceso constructivo y no después, ya que esto sólo es "historia", muy útil desde luego, pero para otros fines.

¡Aceptar después, es "flojera"!

¡Hacerlo en el momento, es "Ingeniería"!

c) Capas de concreto hidráulico.-

También este caso es similar a los anteriores, con la salvedad de que el cementante y el agua inician su reacción química en el momento de mezclarse y ésta continúa hasta que el concreto llega a su madurez y endurecimiento total.

Cuando ya se ha establecido toda la secuencia de actividades del proceso constructivo, al llegar a la Etapa de Acción, el concreto simplemente sigue al "pie de la letra" lo que "nosotros le imponemos". La dosificación está "superestudiada" de antemano, a partir de una mezcla básica (Ref. 2) y, durante los colados, basta con asegurar la consistencia y composición del concreto, mediante las pruebas de revenimiento y de inmersión, respectivamente.

La prueba de inmersión, propuesta por el suscrito (Ref 2.), consiste en analizar el concreto tierno y comparar su composición con la mezcla de diseño. Si la dosificación real corresponde a la de diseño, "nos vamos a dormir tranquilos"; o sea, el concreto se acepta en el momento. No tenemos que esperar pruebas de cilindros a 28, ni a 7, ni a 2 días, ni a 24 horas o menos!

¿Para qué?, si ya se coló.

La Etapa de Historia sólo sirve para fines estadísticos y de retroalimentación.

4.3) Etapa de Historia

Emplea desde que los ingredientes se mezclan y se transforman en otro material, y termina cuando "nosotros queramos". Es muy importante para los informes de control estadístico de Calidad y para el cobro de los servicios de Ingeniería.

¿"Para qué queremos resultados del primer piso, cuando ya vamos en el segundo"?

5) ENFOQUE GEOTECNICO DE MATERIALES

5.1) Generalidades

Para el suscrito, el geotecnista en vías terrestres debe tratar con tres materiales fundamentales, a saber:

- Suelos
- Concreto asfáltico
- Concreto hidráulico

Es posible unificar el comportamiento de estos materiales mediante la aplicación del concepto de compactación (Refs. 2 a 7), intimamente relacionado con el contenido de líquido que se explicará a continuación, así como el grado de saturación. Todos estos conceptos están inspirados en los esquemas gravimétricos de la Mecánica de Suelos.

Desde el punto de vista geotécnico, es muy conveniente unificar el concepto estructural de los materiales, de acuerdo con las definiciones establecidas en "5.2".

5.2) Definiciones

a) Mezcla.-

Es la reunión física de varios sólidos con un líquido y un gas, homogéneamente distribuidos por un proceso.

a.1) Caso de un suelo.-

La parte sólida se refiere a las partículas secas del suelo, incluyendo el agua molecular adsorbida. La parte líquida corresponde

al agua libre o a la capilar. La parte gaseosa se refiere a los vacíos llenos de aire o cualquier otro gas.

$$n = \frac{V_v}{V_T} \quad (2)$$

a.2) Caso de un concreto asfáltico -

La parte sólida corresponde a las partículas de agregado grueso y fino, totalmente secas. La parte líquida consiste en el cemento asfáltico puro. La parte gaseosa se refiere a los huecos llenos de aire o gas.

Téngase presente que, realmente, la parte líquida puede ser semilíquida, semisólida o sólida, según la "vida" del concreto asfáltico o las condiciones climatológicas actuantes.

a.3) Caso de un concreto hidráulico -

La parte sólida está constituida por el cementante y por los agregados grueso y fino, totalmente saturados y superficialmente secos; el agua incluida dentro de las partículas es únicamente la de absorción. La parte líquida corresponde al agua de mezclado, la cual se combinará con el cementante. Algunos aditivos pueden quedar incluidos en esta parte líquida. La parte gaseosa se refiere a las burbujas de aire incluidas ex profeso o generadas durante el mezclado.

Es importante considerar que la concepción de las partes sólida, líquida y gaseosa, en el concreto hidráulico, es válida solamente para el concreto tierno, ya que una vez que se han iniciado las reacciones de fraguado, la parte líquida se transformará gradualmente en sólida y gaseosa.

b) Compacidad de la mezcla (C) -

Es la relación entre el volumen de la parte sólida (V_s) y el volumen de todas las partes (volumen total, V_T).

$$C = \frac{V_s}{V_T} \quad (1)$$

c) Porosidad de la mezcla (n) -

Es la relación entre el volumen de la parte líquida más gaseosa (volumen de vacíos, V_v) y el volumen total (V_T).

d) Relación de vacíos (e) -

Es la relación entre el volumen de vacíos (V_v) y el volumen de sólidos (V_s).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (3)$$

e) Peso específico (o densidad) del líquido (γ_L) -

Es la relación entre el peso de la parte líquida (W_L) y el volumen correspondiente (V_L).

$$\gamma_L = \frac{W_L}{V_L} \quad (4)$$

f) Contenido de líquido (C_L) -

Es la relación entre el peso de la parte líquida (W_L) y el peso de la parte sólida (W_s).

$$C_L = \frac{W_L}{W_s} \quad (5)$$

g) Grado de saturación con líquido (S_r) -

Es la relación entre el volumen de la parte líquida (V_L) y el volumen de vacíos (V_v).

$$S_r = \frac{V_L}{V_v} \quad (6)$$

h) Peso volumétrico seco (γ_d) -

Es la relación entre el peso de la parte sólida (W_s) y el volumen total (V_T).

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T} \quad (7)$$

i) Peso volumétrico total (γ_T) -

Es la relación entre el peso de las partes sólida más líquida (peso total, W_T) y el volumen total (V_T).

$$\gamma_T = \frac{W_T}{V_T} \quad (8)$$

j) Peso volumétrico (o específico) del sólido (γ_s):-

Es la relación entre el peso de la parte sólida (W_s) y el volumen de sólidos (V_s):

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (9)$$

k) Densidad relativa (o peso específico relativo) del sólido (G_s):-

Es la relación entre el peso volumétrico del sólido (γ_s) y el peso específico del líquido (γ_L).

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_L} \quad (10)$$

Estas definiciones están representadas esquemáticamente en la Lámina 1.

5.3) Relaciones

Las relaciones principales entre "C", "n" y "e", son las siguientes (Ref 4):

$$C + n = 1 \quad (11)$$

$$C = \frac{1}{1 + e} \quad (12)$$

$$C = \frac{n}{e} \quad (13)$$

$$C = \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = \frac{\gamma_d}{G_s \gamma_L} \quad (14)$$

$$C = \frac{1}{1 + \frac{C_L}{S_r} G_s} \quad (15)$$

5.4) Diagrama CAS

La representación gráfica de la Ec. 15 se designa como el diagrama CAS [Compacidad-Contenido de Agua o Asfalto-Grado de Saturación]. En la Lámina 2 se presenta el caso para $G_s=2.55$.

El diagrama CAS tiene aplicaciones prácticas para muchos materiales, ya sean rocas, suelos o cementantes hidráulicos, o bien, mezclas con agua o asfalto para aglutinar, ya que en dicho diagrama se pueden ubicar los estados o condiciones iniciales o finales de esos materiales y, además, se pueden trazar las curvas de igual propiedad, según se explica en el Cap. 6.

6) CRITERIOS DE ACEPTACION Y RECHAZO

6.1) Generalidades

Mediante el diagrama CAS (Cap. 5) es posible localizar con un punto la posición correspondiente a la condición inicial de un material, definido por sus propiedades índice (C, C_L , S_r). Entonces, la propiedad característica básica de interés (Cap. 3) se anota a un lado del punto y se trazan las curvas de igual valor ("isocaracterísticas").

Esta representación conduce a un mejor entendimiento de las interrelaciones que hay entre las propiedades índice (C, C_L , S_r) y las fundamentales (Ref. 5). Para ilustrar, a continuación se presentan dos ejemplos:

6.2) Caso de un suelo fino compactado .-

En este caso (Refs. 3 y 5) se puede establecer que los cambios volumétricos unitarios ($\Delta V/V_0$) sean menores de cierto valor (4 %) y la resistencia a la compresión simple (q_u) sea mayor que otro valor (9 t/m²), para optimizar simultáneamente las propiedades de estabilidad volumétrica y resistencia al esfuerzo cortante del suelo; es decir, "sacarle jugo".

Para obtener la zona de aceptación combinada, se trazan las curvas de igual cambio volumétrico unitario en el diagrama CAS₁ y se delimita la zona de rechazo (Lámina 3); similarmente, también se delimita la zona de rechazo para las curvas de igual resistencia en el diagrama CAS₂ (Lámina 4). Después, se empalma el diagrama CAS₂ sobre el CAS₁ y se define la zona de aceptación combinada que satisface simultáneamente los dos criterios:

- a) $\Delta V / V_0 < 4\%$
- b) $q_u > 9 \text{ t/m}^2$

Finalmente, en un diagrama CAS se dibuja la zona de aceptación y se establecen los criterios correspondientes:

- a) $58.5\% \leq C \leq 67.5\%$
- b) $18 \leq C_L \leq 21$

Lo anterior se ilustra en la Lámina 5, la cual constituye una carta de control bidimensional.

6.3) Caso de una mezcla asfáltica .-

En este caso interesa la rigidez de la mezcla asfáltica, estimada mediante el módulo Marshall (Refs. 6 y 7), según se define enseguida:

$$M_M = \frac{S}{f \cdot t} \quad (16)$$

- M_M = módulo Marshall, kg/cm²
- S = estabilidad Marshall medida, kg
- f = flujo, cm
- t = espesor del espécimen, cm

Las curvas de igual módulo Marshall se han trazado en el diagrama CAS correspondiente (Lámina 6), para lo cual se efectuaron pruebas con diferentes contenidos de cemento asfáltico ($4\% < C_L < 8\%$) y energías de compactación ($25 \leq N \leq 150$); N representa el número de golpes/cara en los especímenes Marshall.

Los criterios de aceptación propuestos, fueron:

- a) $75\% \leq S_r \leq 85\%$
- b) $700 \text{ kg/cm}^2 \leq M_M \leq 1000 \text{ kg/cm}^2$

Lo anterior corresponde a los criterios de aplicación práctica siguientes:

- a) $82\% \leq C \leq 84\%$
- b) $6.3\% \leq C_L \leq 6.9\%$

Esto conviene representarlo en la carta de control bidimensional ilustrada en la Lámina 7.

6.4) Comentario general .-

Los criterios de aceptación y rechazo aquí esbozados tienen un apoyo sólido de laboratorio, pero es conveniente insistir en la necesidad de obtener información experimental a escala natural, a fin de conocer el comportamiento de los materiales con la estructura real que resulta de utilizar los equipos de construcción habituales. Por ejemplo: un módulo Marshall de laboratorio (600 kg/cm²) es superior al obtenido de un "corazón" en el campo (200 kg/cm²).

Cuando se tengan datos suficientes, podrán establecerse los criterios de aceptación que se acerquen más a la realidad.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1) Conclusiones .-

Las más importantes son las siguientes:

Primera .-

El único responsable de la Calidad de una Obra debe ser el Constructor, nadie más.

Segunda .-

Para que una Obra cumpla su propósito, se requiere la armonía completa entre los Grupos de Proyecto, Supervisión, Construcción y Control de Calidad.

Tercera-

El auténtico Control de Calidad se desarrolla en la Etapa de Acción, a la cual se subordinan la de Previsión y, en último término, la de Historia.

Cuarta-

La generalización de los conceptos fundamentales de la Mecánica de Suelos a otros materiales simplifica la comprensión de su comportamiento.

7.2) Recomendaciones .-

Primera-

Establecer los criterios de aceptación específicos a cada caso y expresarlos gráficamente en los diagramas CAS [Compacidad-Agua (o Asfalto)-Saturación], para definir las zonas correspondientes.

Segunda-

Aplicar los diagramas CAS como cartas de control para los indicadores de calidad en la Etapa de Acción, a fin de tomar de inmediato las medidas correctivas pertinentes. Las cartas de control tradicionales conviene aplicarlas sólo en la Etapa de Historia.

8 REFERENCIAS

- 1) Orozco y Orozco, José Vicente (1970-1986).
Escritos inéditos y comunicaciones personales.
México, D.F.
- 2) Orozco Santoyo, Raúl Vicente (1977).
"Reflexiones sobre Control de Calidad".
Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura,
Vol. LVI, Nº. 2. Asociación de Ingenieros y
Arquitectos de México (AIAM). México, D.F.
- 3) Orozco S., R.V. (1978).
"Compactación y Control de Calidad".
IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos,
Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
(SMMS). Mérida, Yuc.
- 4) Orozco S., R.V. (1979).
"Comentarios en el...".
Simposio Internacional de Mecánica de Suelos.
Vol. 2. SMMS. Oaxaca, Oax.

- 5) Orozco S., R.V. (1980).

"Criterios Básicos de Control de Calidad".
Asociación Mexicana de Caminos (AMC).
México, D.F.

- 6) R. V. Orozco y Cia., S.A. de C.V. (1986).

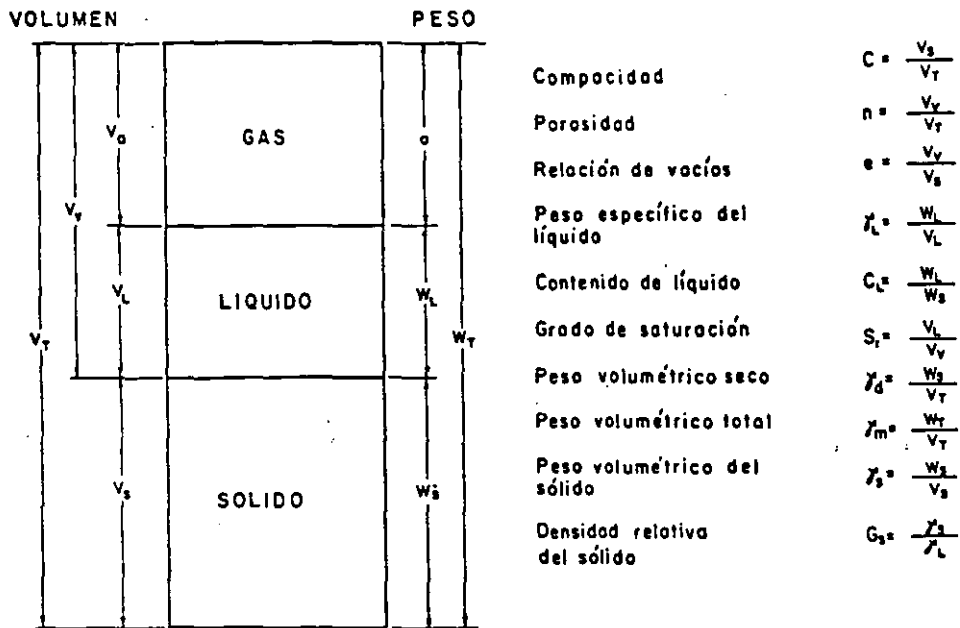
"Control de Calidad Aeropuerto de Mazatlán, Sin."
Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA).
México, D.F.

- 7) Orozco S., R.V. y Torres Verdín, Víctor (1987).

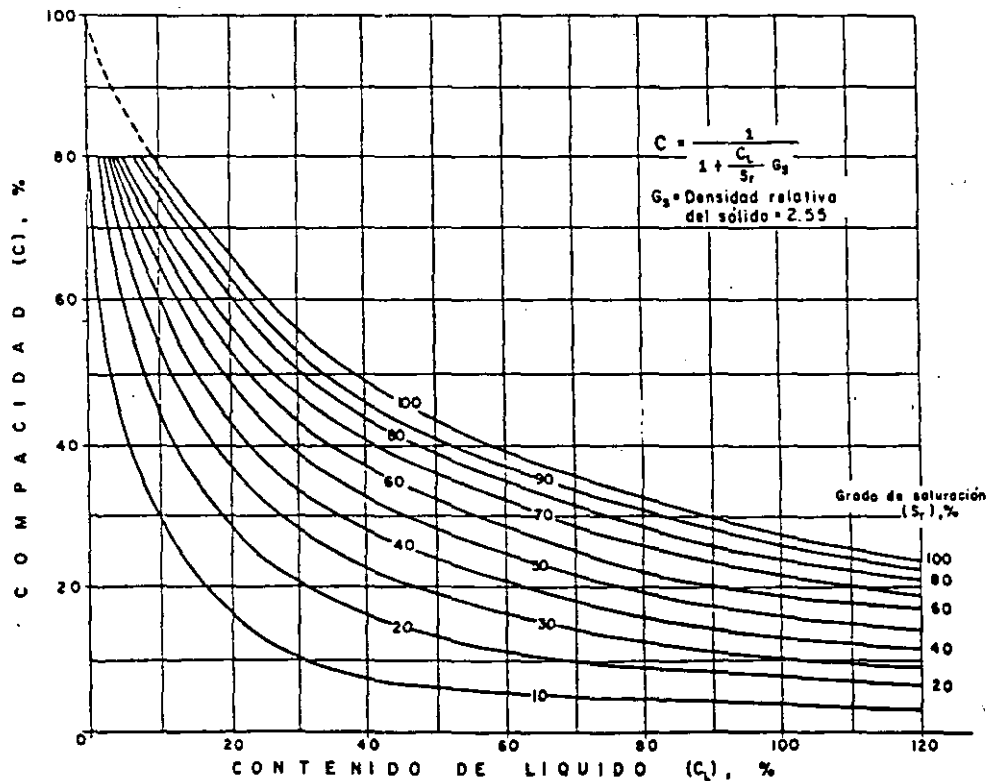
"Criterios de Aceptación para Mezclas Asfálticas".
XVIII Congreso Mundial de Carreteras (PIARC).
Bruselas, Bélgica.

9) AGRADECIMIENTOS

A los Ings. Ernesto y J. Vicente Orozco y Orozco, por su crítica y comentarios a la versión preliminar de esta ponencia, los cuales fueron tomados en cuenta en la versión final. A R.V. Orozco E., por su trabajo de revisión, formato e impresión.

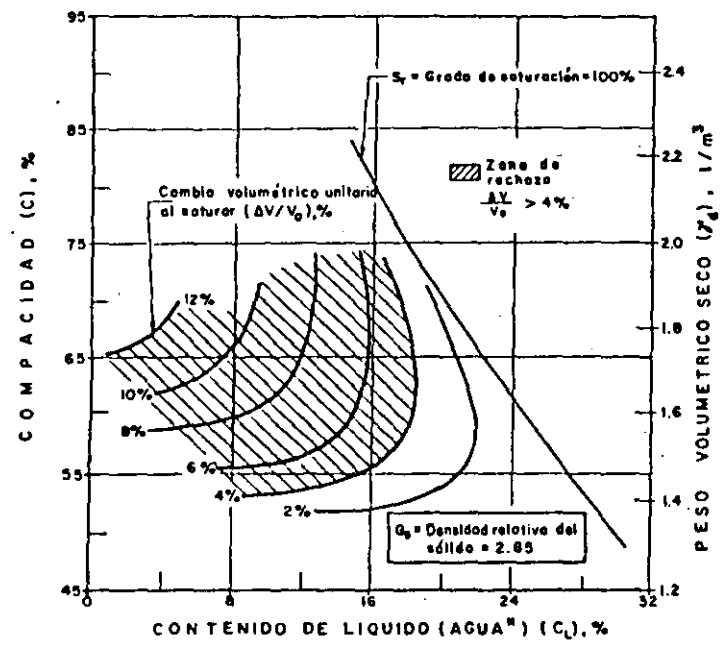


LAMINA 1.- Definiciones gravimétricas fundamentales en una mezcla.



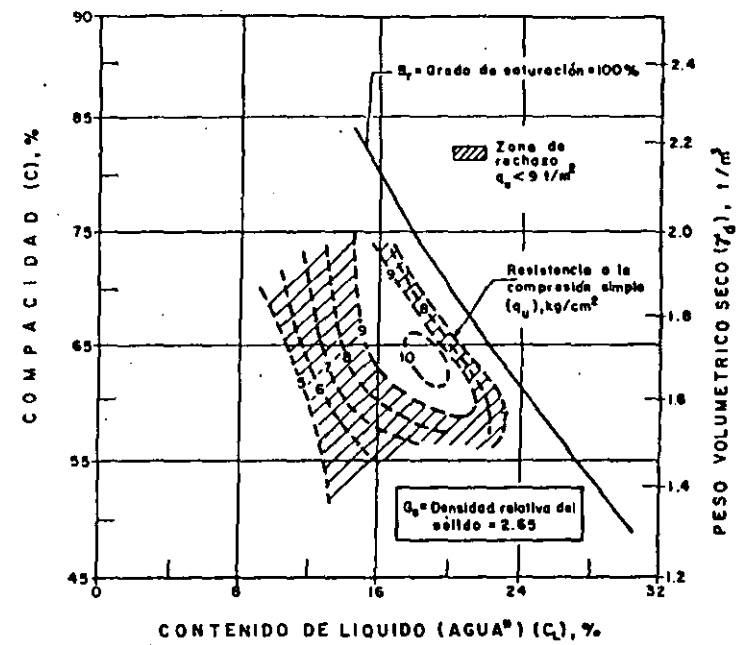
LAMINA 2.- Diagrama CAS (Compacidad-Agua(o Asfalto)-Saturación)

117



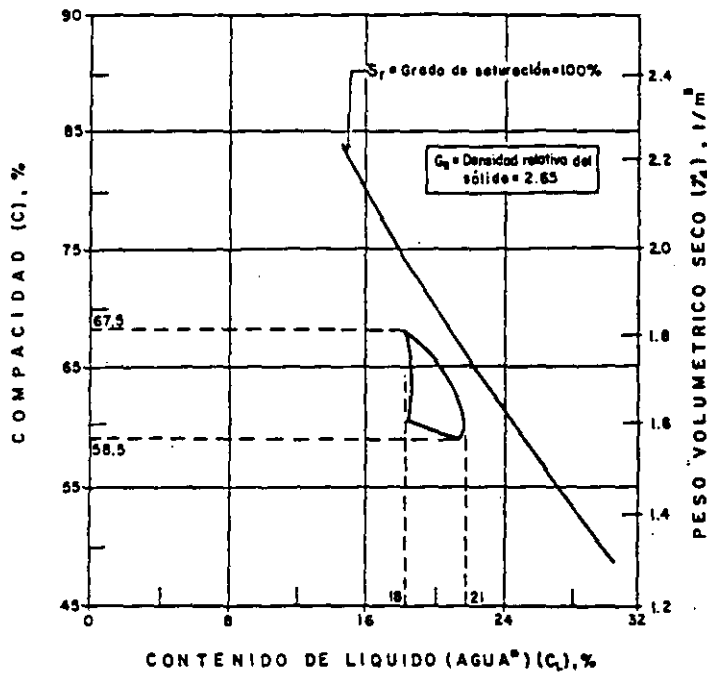
LAMINA 3.- Diagrama CAS₁-Curvas de igual cambio volumétrico al saturar un suelo compactado (Ref. 3)

* En Mecánica de Suelos, el contenido de agua o humedad se designa con el símbolo w



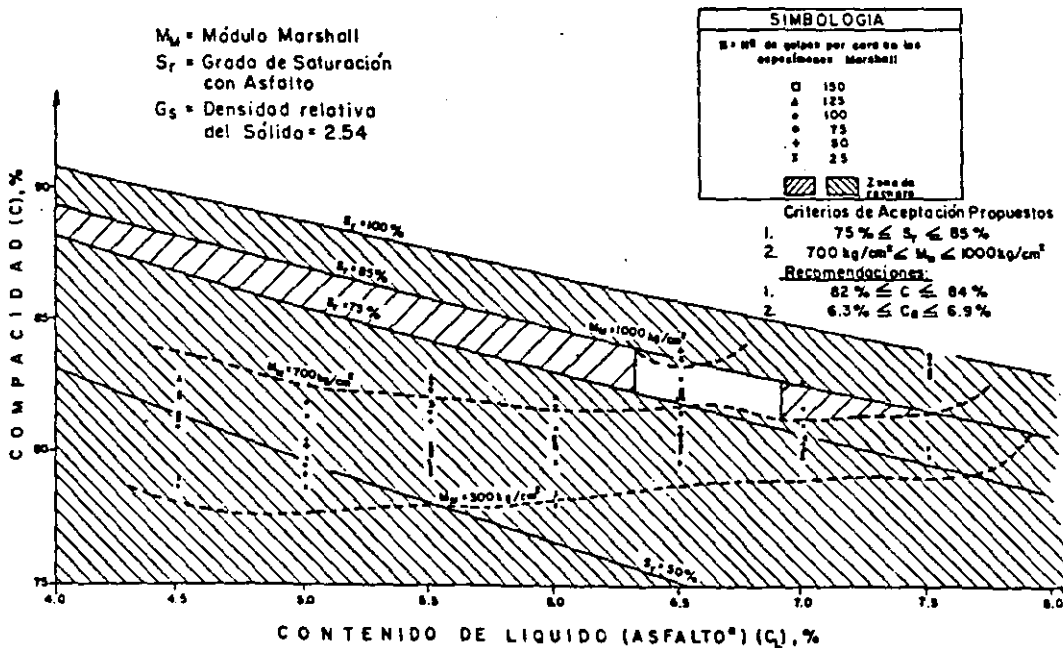
LAMINA 4.- Diagrama CAS₂-Curvas de igual resistencia a la compresión simple en un suelo compactado (Ref. 3)

* En Mecánica de Suelos, el contenido de agua o humedad se designa con el símbolo w



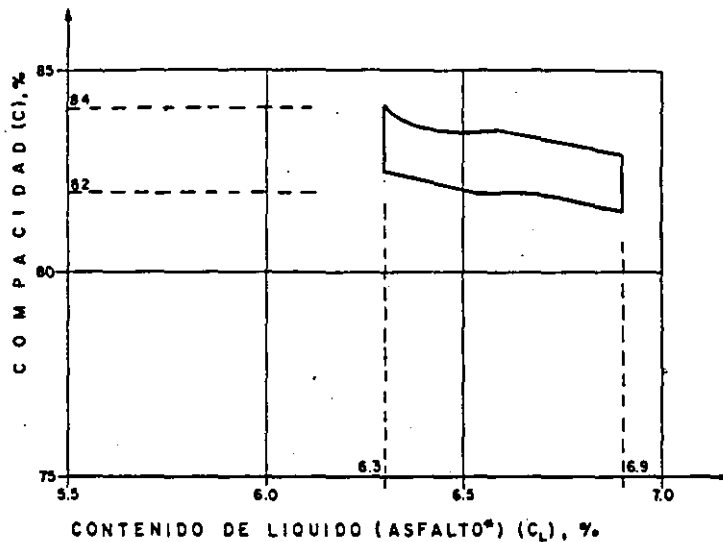
LAMINA 5.- Diagrama CAS para Carto de Control.- Zona de aceptación para el suelo compactado de las Láminas 3 y 4

* En Mecánica de Suelos, el contenido de agua o humedad se designa con el símbolo w



LAMINA 6.- Diagrama CAS.- Curvas de igual módulo Marshall (Refs. 6 y 7)

En Pavimentos, el contenido de asfalto suele designarse con el símbolo Ca



LAMINA 7.- Diagrama CAS para Carta de Control.- Zona de aceptación para el concreto asfáltico de la Lámina 6.

• En Pavimentos, el contenido de asfalto suele designarse con el símbolo C_a

TABLA I ACTIVIDADES PRINCIPALES DE LOS RESPONSABLES DE LA OBRA

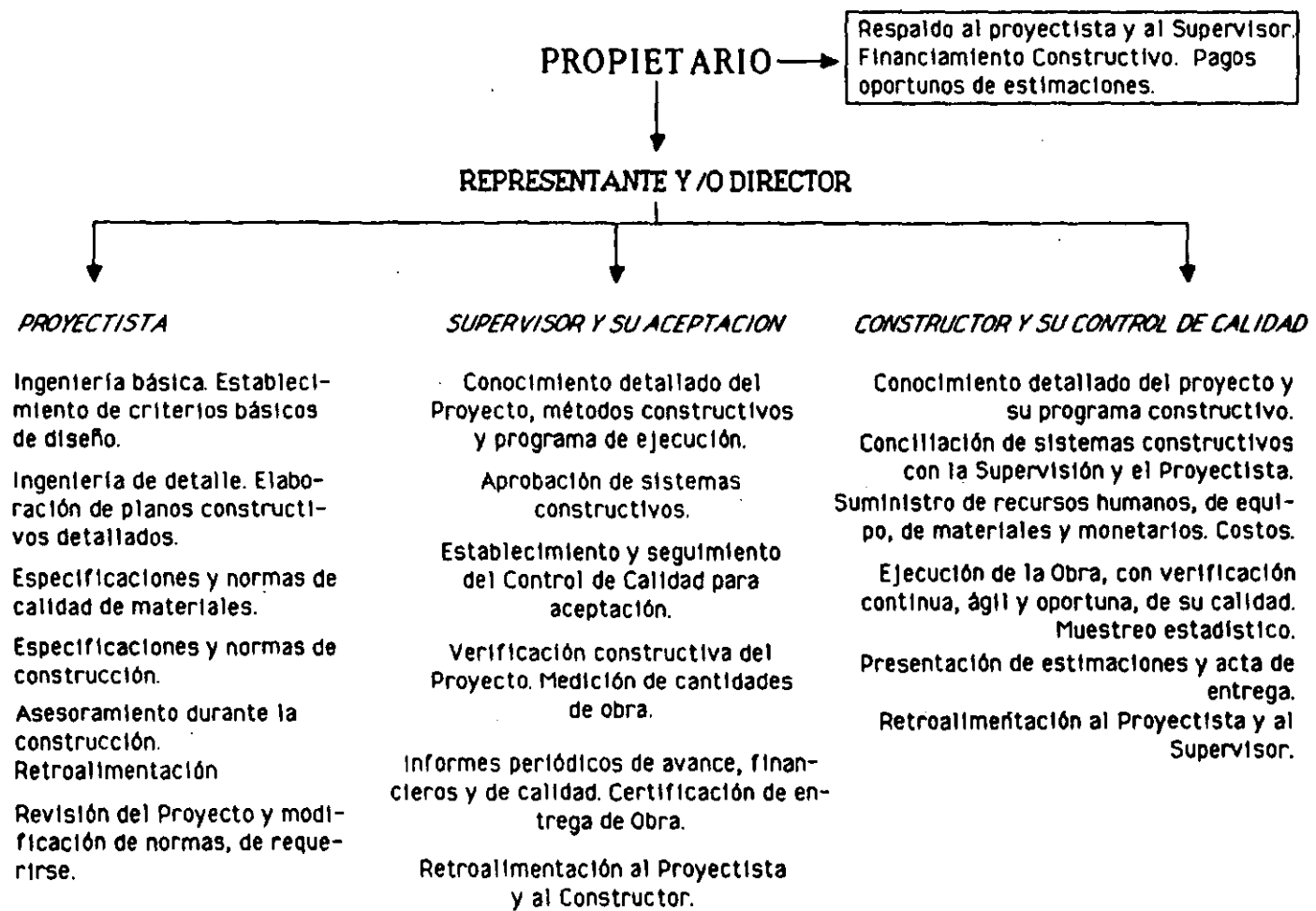


TABLA 2 SECUENCIA RECOMENDABLE DE ACTIVIDADES INHERENTES A LOS RESPONSABLES DE UNA OBRA

<u>SECUENCIA</u>	<u>RESPONSABLE</u>	<u>ACTIVIDAD</u>
1	PROYECTISTA	Establecer Niveles de Calidad
2	PROYECTISTA	Correlacionar propiedades fundamentales con parámetros fácilmente medibles
3	PROYECTISTA	Definir y establecer zonas de aceptación, corrección y rechazo
4	CONSTRUCTOR	Proponer aprovechamiento de materiales y procedimientos constructivos
5	PROYECTISTA Y SUPERVISOR	Aprobar proposición del Constructor
6	CONTROLADOR DE CALIDAD	Ajustar correlaciones y zonas de control a condiciones reales en la obra
7	CONTROLADOR DE CALIDAD	Determinar desviaciones durante la construcción e informar al Supervisor
8	SUPERVISOR	Corregir desviaciones durante la construcción
9	SUPERVISOR	Retroalimentar al Proyectista y al Constructor
10	SUPERVISOR	Determinar cantidades de obra, formular estimaciones y controlar el programa de avance

121

TABLA 3 ETAPAS DEL CONTROL DE CALIDAD

CONCEPTO ETAPA	CONSTRUCCION	INGREDIENTES	ACTIVIDAD	MATERIAL O CARACTERISTICA
PREVISION	ANTES	SEPARADOS (Dosificaciones bá- sicas)	CONTROL Y ACEPTACION (Selección de equipo e instalaciones)	GRAVA; ARENA; AGUA; CEMENTO (*) Y ADITIVOS
ACCION	DURANTE	MEZCLADOS	AJUSTE, EJECUCION, CONTROL Y ACEPTACION	SUELO A COMPACTAR CON O SIN ADICIONANTES (AGUA O CEMENTO); MEZCLAS DE CONCRETO (*)
HISTORIA	DESPUES	TRANSFORMADOS (NUEVO MATERIAL)	INFORME Y ANALISIS ESTADISTICO	COMPACIDAD Y CONTENIDO DE LIQUIDO [AGUA O ASFALTO] DE LAS CAPAS ; RESISTENCIAS O RIGIDECES DEL CONCRETO (*)

(*) HIDRAULICO O ASFALTICO



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

C U R S O S A B I E R T O S

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO: III

**ACCEPTANCE CRITERIA FOR ASPHALT
MIXTURES**

ING. RAUL VICENTE OROZCO S.

PALACIO DE MINERIA

ACCEPTANCE CRITERIA FOR ASPHALT MIXTURES

Raúl Vicente Orozco-Santoyo, M.E., P.E.; R.V. Orozco y Cia., Mexico City
Victor Torres-Verdin, Ph.D., P.E.; Consultant, Mexico City

SYNOPSIS

Acceptance criteria for asphalt mixtures are proposed in this paper. Quality control parameters are established by using data routinely obtained from Marshall tests. These data are employed in conjunction with compacity (C), degree of asphalt saturation (S_p) and asphalt content (C_a) to delimit the acceptance region of an asphalt concrete.

INTRODUCTION

It has been unanimously agreed among pavement engineers that quality control is a most important aspect of construction activities, which are a major component of a pavement management system (PMS, Ref.1). Thus, it is considered appropriate to address this paper to Question II (Construction and Maintenance of Flexible Pavements) and more precisely to its second section (Pavement Performance, Pavement Management Systems).

If a high-stiffness asphalt layer is built on a base course that undergoes significant deformations, it is very likely that undesirable cracking of the asphalt layer will eventually occur. This distress manifestation is mainly caused by the low flexibility of the asphalt concrete. A truly flexible layer should be capable of absorbing tensile stresses without cracking.

In a significant number of countries, it has been a common practice to specify a minimum value for the Marshall stability. However, in many instances there is no upper limit for this parameter, because it is assumed that the higher the value of Marshall stability the better the properties of the asphalt mixture. This policy is erroneous and may lead to a poor performance of flexible pavements; acceptance of an asphalt mixture should be based not only on its strength but also on its corresponding deformation. In general, the behavior of a pavement when subjected to repetitive traffic loading is highly dependent on the stiffness or modulus of elasticity of its layers. The value of

this parameter is seldom specified for design purposes, owing to its difficult and costly estimation. Nevertheless, it is now feasible to obtain a relative measure of the asphalt-concret stiffness, and other relevant properties, by means of the concepts presented below.

MARSHALL MODULUS

Standard results from the Marshall method can be used to compute a relative measure of the stiffness of an asphalt mixture, which will be referred to as Marshall modulus. This parameter can be determined as follows:

$$M_H = \frac{S}{f t} \quad (1)$$

where:

- M_H = Marshall modulus, kg/cm²;
- S = measured Marshall stability, kg;
- f = flow, cm;
- t = specimen thickness, cm.

The Marshall modulus of an asphalt mixture, with a particular gradation of aggregates, can be expressed as a function of several parameters, namely:

$$M_H = f(C, S_r, C_a) \quad (2)$$

where:

- C = asphalt-mixture compacity, %;
- S_r = degree of asphalt saturation, %;
- C_a = asphalt content, %.

These three parameters will be explained in great detail in the subsequent sections.

COMPACITY

Conventionally, two basic concepts have been used to indicate the compactness or density of a soil (or a granular material):

$$1. \text{ Void ratio (e)} = \frac{\text{volume of voids}}{\text{volume of the solid substance}};$$

$$2. \text{ Porosity (n)} = \frac{\text{volume of voids}}{\text{total volume of the material mass}}$$

However, a third concept can be added (Ref. 2), in the same form of an index property of a material:

$$3. \text{ Compacity (C)} = \frac{\text{volume of the solid substance}}{\text{total volume of the material mass}}$$

The relationships among void ratio, porosity and compacity are expressed by the equations:

$$C + n = 1 \quad (3)$$

$$C = \frac{1}{1 + e} \quad (4)$$

$$C = \frac{n}{e} \quad (5)$$

The theoretical upper limit for compacity is 1.0 and this parameter is applicable to soils and rocks, as well as to asphalt and portland-cement concretes. Moreover, compacity can also be related to the dry unit weight of a soil (γ_d):

$$C = \frac{\gamma_d}{G_s \gamma_o} \quad (6)$$

where:

G_s = specific gravity of the solid constituents;

γ_o = unit weight of water

Similarly, compacity can be expressed as a function of water content (w), degree of saturation (S_r) and G_s :

$$C = \frac{1}{w \left(1 + \frac{G_s}{S_r} \right)} \quad (7)$$

Insofar as asphalt concrete, Eq. 7 can be modified to substitute the term corresponding to water content (w) for that of asphalt content (C_a). Likewise, S_r is the degree of asphalt saturation in the following equation:

$$C = \frac{1}{C_a \left(1 + \frac{G_s}{S_r} \right)} \quad (8)$$

Eq. 8 is graphically presented in Fig. 1. for a G_s of 2.5. For practical convenience, this type of figure will be designated as the CAS (compacity-asphalt-saturation) diagram.

DEGREE OF ASPHALT SATURATION

In the case of an asphalt concrete, the degree of saturation (S_r) is defined as the ratio of the asphalt volume to the total volume of voids.

In general, it is recommended that the percent of voids filled with asphalt (i.e., the degree of asphalt saturation) be between 75 and 85. If a bituminous layer has an S_r of less than 75 %, then asphalt concrete will tend to disintegrate as traffic loads are applied. An S_r higher than 85 % will eventually result in bleeding of the asphalt-concrete layer. Therefore, the first acceptance criterion can be established as:

$$75 \% \leq S_r \leq 85 \% \quad (9)$$

ASPHALT CONTENT

Asphalt content exerts a significant influence on various properties of a bituminous layer, as it affects mixture workability and the final structure of an asphalt concrete. Below, guidelines are given for determining the optimum asphalt content, once the acceptance region in a CAS diagram has been demarcated.

ESTABLISHMENT OF THE ACCEPTANCE REGION: AN EXAMPLE

A series of tests was performed to determine the optimum asphalt content for an asphalt mixture to be used in the construction of an overlay on the main runway of the airport of the city of Mazatlán, México. A crushed aggregate, locally available in a nearby river bed, was selected for the job; a typical gradation for this aggregate is presented in Table 1.

In accordance with the concepts introduced above, numerous Marshall tests were conducted at varying asphalt contents and compaction energies. Computations for each test, in addition to those required by the Marshall method, involved the determination of the corresponding compacity (C) and Marshall modulus (M_H). A summary of the obtained results is given in Tables 2-4. It is important to emphasize that compaction energy was varied from 25 to 150 blows, at each end of the specimens, in order to ensure a wide range in the values of compacity and Marshall modulus.

Marshall-modulus data were subsequently plotted in a CAS diagram, for a G_s of 2.54. This diagram is presented in Fig. 2. The next logical step in establishing the acceptance region was to draw contours of equal Marshall modulus. It can be observed in Fig. 2, that at low asphalt contents the degree of asphalt saturation of the specimens is always below the minimum specified value of 75 %. Furthermore, for asphalt contents of 7.5 %, or greater, most of the plotted points lie above the maximum specified value of degree of asphalt saturation (85 %). Compaction energy does appear to have a significant effect on Marshall modulus, although the highest values of M_H generally corresponded to 125 blows, and not to 150 blows.

The CAS diagram can also be used to verify computations, since none of the plotted points should lie above the theoretical 100-percent-line of degree of asphalt saturation.

It was decided, after a careful analysis of the CAS diagram, that a Marshall-modulus value between 700 and 1,000 kg/cm² should be specified for the acceptance region. This decision was also based on the expected performance of an asphalt concrete overlay with such a range in Marshall-modulus values. Hence, the shaded area in the CAS diagram represents the rejection zone. In summary, the second acceptance criterion is:

$$700 \text{ kg/cm}^2 \leq M_H \leq 1,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (10)$$

For quality-control purposes during construction, it was only necessary to set limits on both compacity and asphalt content:

$$82 \% \leq C \leq 84 \% \quad (11)$$

$$6.3 \% \leq C_b \leq 6.9 \% \quad (12)$$

Strict adherence to these limits is likely to guarantee that an asphalt concrete will meet the stipulated acceptance criteria. The optimum asphalt content was 6.6 %, approximately.

CONCLUSIONS

Undoubtedly, the proposed criteria for delimiting acceptance zones for asphalt mixtures are a viable alternative to the methods that have been conventionally used. These criteria are based on the following parameters: degree of asphalt saturation, Marshall modulus, compacity and asphalt content.

The methodology herein presented can also be applied to compacted soils and portland-cement concrete. It is expected that such a methodology will eventually be incorporated to the quality-control activities of a pavement management system.

RECOMMENDATIONS

1. Long-term monitoring of flexible pavements constructed in conformance with the criteria proposed in this paper will provide invaluable information on the compaction energy that should be used when preparing Marshall specimens.
2. If information relative to the construction and behavior of flexible pavements were permanently stored in a computerized data base, new design methods could be developed. In this way, the variables introduced in this paper could be effectively evaluated.

REFERENCES

1. Haas, Ralph and W.R. Hudson, "Pavement Management Systems," McGraw-Hill, Inc., New York, N.Y., 1978.
2. Orozco-Santoyo Raúl Vicente, "Various Comments on Papers Presented at the International Symposium on Soil Mechanics," Vol. 2 of the Proceedings, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Oaxaca, Oax., México, 1979.

TABLE 1. TYPICAL GRADATION OF THE CRUSHED AGGREGATE USED IN THE PRODUCTION OF ASPHALT CONCRETE AT THE AIRPORT OF THE CITY OF MAZATLAN, MEXICO.

Sieve Size	Percent Passing
1"	100
3/4"	98
1/2"	86
3/8"	79
1/4"	68
No. 4	59
No. 10	44
No. 20	32
No. 40	15
No. 60	11
No. 100	7
No. 200	5

TABLE 2. COMPUTATION OF COMPACITY AND OTHER PARAMETERS
USED IN ELABORATING FIG. 1.

N_b	C_a	γ_m	γ_d	C	S	f	t	M_H	
	%	kg/m ³	kg/m ³	%	kg	mm	cm	kg/cm ²	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
25	5.0	2129	2028	0.798	561	2.3	6.6	370	
		2098	1998	0.787	592	2.5	6.6	359	
		2111	2010	0.792	566	2.3	6.6	373	
	5.5	2133	2022	0.796	534	2.3	6.5	357	
		2128	2017	0.794	489	2.3	6.5	327	
		2131	2020	0.795	507	2.3	6.5	339	
	6.0	2103	1984	0.781	489	2.5	6.5	301	
		2149	2027	0.798	485	2.5	6.5	298	
		2117	1997	0.786	498	2.5	6.5	306	
	6.5	2182	2049	0.807	573	2.8	6.5	315	
		2171	2038	0.803	529	2.8	6.5	291	
		2172	2039	0.803	542	2.8	6.5	298	
	7.0	2176	2034	0.801	485	2.5	6.4	303	
		2192	2049	0.807	576	2.5	6.4	360	
		2186	2043	0.804	513	2.5	6.4	321	
	50	5.0	2148	2046	0.805	726	2.3	6.4	493
			2142	2040	0.803	635	2.0	6.4	496
			2147	2045	0.805	662	2.0	6.4	517
5.5		2138	2027	0.798	771	2.3	6.4	524	
		2178	2064	0.813	717	2.5	6.4	448	
		2150	2038	0.802	744	2.5	6.4	465	
6.0		2162	2040	0.803	830	2.5	6.4	456	
		2172	2049	0.807	771	2.5	6.4	482	
		2168	2045	0.805	799	2.5	6.4	499	
6.5		2195	2061	0.811	940	2.8	6.3	533	
		2176	2043	0.804	889	2.8	6.3	504	
		2185	2052	0.808	889	2.8	6.3	504	
7.0		2188	2045	0.805	851	3.0	6.3	450	
		2173	2031	0.800	823	3.0	6.3	435	
		2174	2032	0.800	804	3.0	6.3	425	

TABLE 3. COMPUTATION OF COMPACITY AND OTHER PARAMETERS
USED IN ELABORATING FIG. 1.

N_{U}	C_a	γ_m	γ_d	C	S	f	t	M_H
	%	kg/m ³	kg/m ³	%	kg	mm	cm	kg/cm ²
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
75	5.0	2111	2010	0.792	703	2.0	6.5	541
		2141	2039	0.803	725	2.0	6.5	558
		2124	2023	0.796	684	2.0	6.5	526
	5.5	2152	2040	0.803	720	2.3	6.5	482
		2148	2036	0.802	729	2.3	6.5	488
		2147	2035	0.801	698	2.0	6.5	537
	6.0	2180	2057	0.810	1004	2.3	6.5	672
		2177	2054	0.809	965	2.3	6.5	645
		2174	2051	0.807	1040	2.3	6.5	696
6.5	2183	2050	0.807	907	2.0	6.4	709	
	2174	2041	0.804	930	2.0	6.4	727	
	2186	2053	0.808	802	2.0	6.4	627	
7.0	2182	2039	0.803	907	2.0	6.4	709	
	2207	2063	0.812	889	2.0	6.4	695	
	2194	2050	0.807	871	2.3	6.4	592	
100	5.0	2170	2067	0.814	996	2.8	6.5	547
		2187	2083	0.820	1027	2.5	6.5	632
	5.5	2187	2073	0.816	1225	2.8	6.4	684
		2197	2082	0.820	1152	2.8	6.4	643
	6.0	2214	2089	0.822	1225	2.8	6.4	684
		2204	2079	0.819	1202	2.5	6.4	643
	6.5	2224	2088	0.822	1081	2.5	6.3	686
		2208	2073	0.816	1056	2.5	6.3	670
	7.0	2222	2077	0.818	1141	3.0	6.3	604
		2250	2103	0.828	1141	3.0	6.3	604

TABLE 4. COMPUTATION OF COMPACITY AND OTHER PARAMETERS
USED IN ELABORATING FIG. 1.

N_b	C_a	γ_m	γ_d	C	S	f	t	M_H	
	%	kg/m ³	kg/m ³	%	kg	mm	cm	kg/cm ²	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	
25	4.5	2090	2000	0.787	588	2.5	6.7	351	
		2098	2008	0.790	609	3.0	6.7	303	
	5.5	2133	2022	0.796	711	2.8	6.5	391	
		2155	2043	0.804	711	2.8	6.5	391	
	6.5	2160	2028	0.798	681	2.8	6.4	360	
		2172	2039	0.803	735	2.8	6.4	410	
	7.5	2185	2033	0.800	866	2.8	6.4	483	
		2192	2039	0.803	907	3.0	6.4	472	
	75	4.5	2173	2079	0.819	689	2.3	6.5	595
			2183	2089	0.822	924	2.3	6.5	618
5.5		2217	2101	0.827	1135	2.5	6.4	709	
		2210	2095	0.825	1103	2.3	6.4	749	
6.5		2224	2088	0.822	1193	2.5	6.4	746	
		2242	2105	0.829	1170	2.8	6.4	653	
7.5		2269	2111	0.831	1316	2.8	6.3	746	
		2274	2115	0.833	1316	2.8	6.3	746	
125		4.5	2180	2066	0.821	969	2.5	6.5	596
			2198	2103	0.828	996	2.5	6.5	613
	5.5	2225	2109	0.830	1289	2.3	6.4	876	
		2224	2108	0.830	1289	2.5	6.4	806	
	6.5	2276	2137	0.841	1497	2.8	6.3	849	
		2268	2130	0.838	1561	2.3	6.3	1077	
	7.5	2282	2123	0.836	1552	2.5	6.3	985	
		2290	2130	0.839	1561	2.8	6.3	885	
	150	4.5	2155	2062	0.812	853	2.3	6.5	571
			2161	2068	0.814	800	2.0	6.5	615
5.5		2211	2096	0.825	989	2.3	6.4	672	
		2194	2080	0.819	1061	2.5	6.4	663	
6.5		2228	2092	0.824	1047	2.3	6.3	723	
		2226	2090	0.823	1113	2.3	6.3	768	
7.5		2289	2129	0.838	1384	2.5	6.3	679	
		2273	2114	0.832	1366	2.5	6.3	867	

SYMBOLGY FOR TABLES 2-4

- N_b = number of blows, at each end of the Marshall specimens;
 - C_a = asphalt content;
 - γ_m = unit weight of asphalt mixture;
 - γ_d = dry unit weight of asphalt mixture;
 - C = compacity;
 - S = measured Marshall stability;
 - f = flow;
 - t = Marshall-specimen thickness;
 - M_H = Marshall modulus.
-

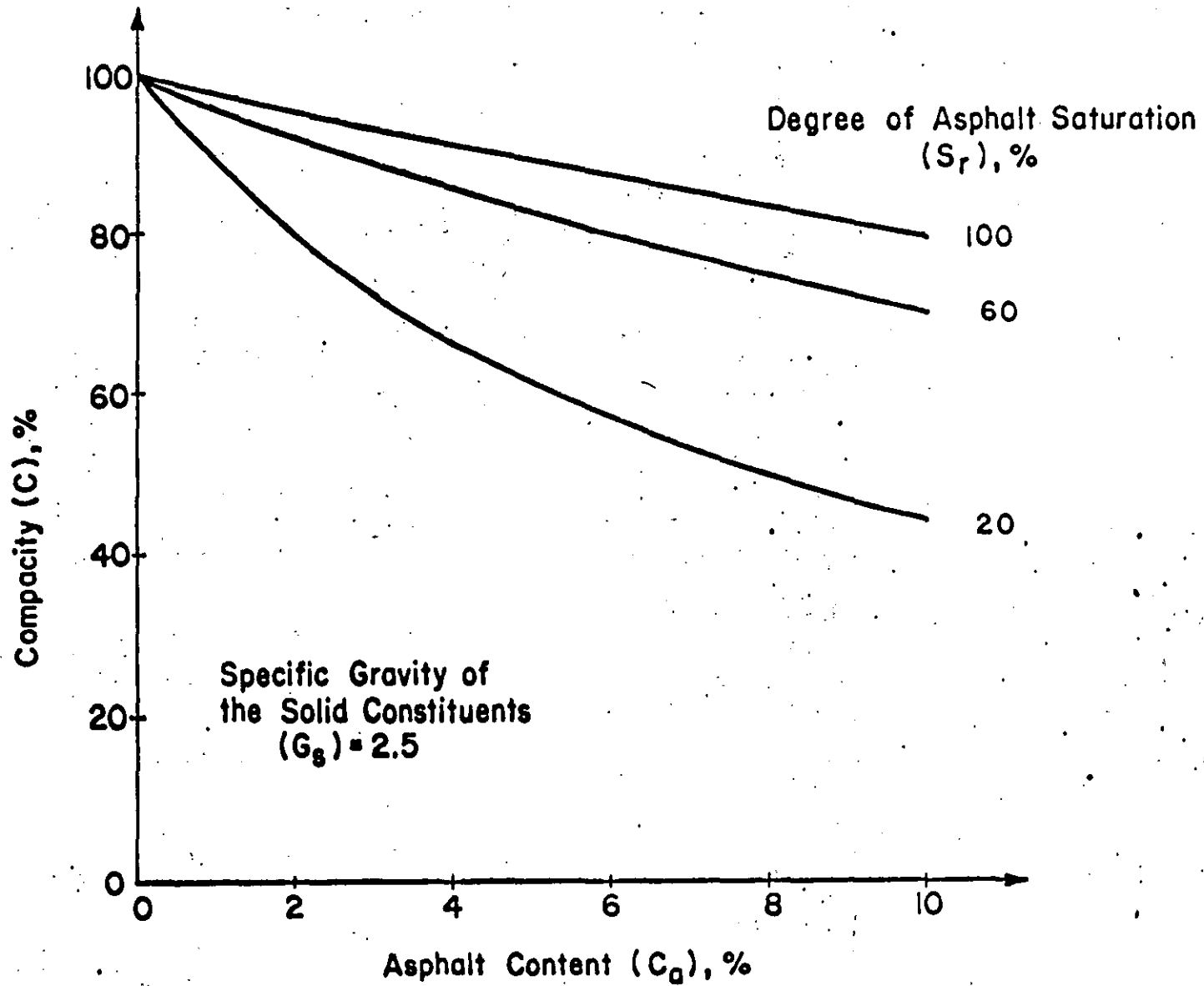


Fig. 1. CAS (compacity - asphalt - saturation) diagram.

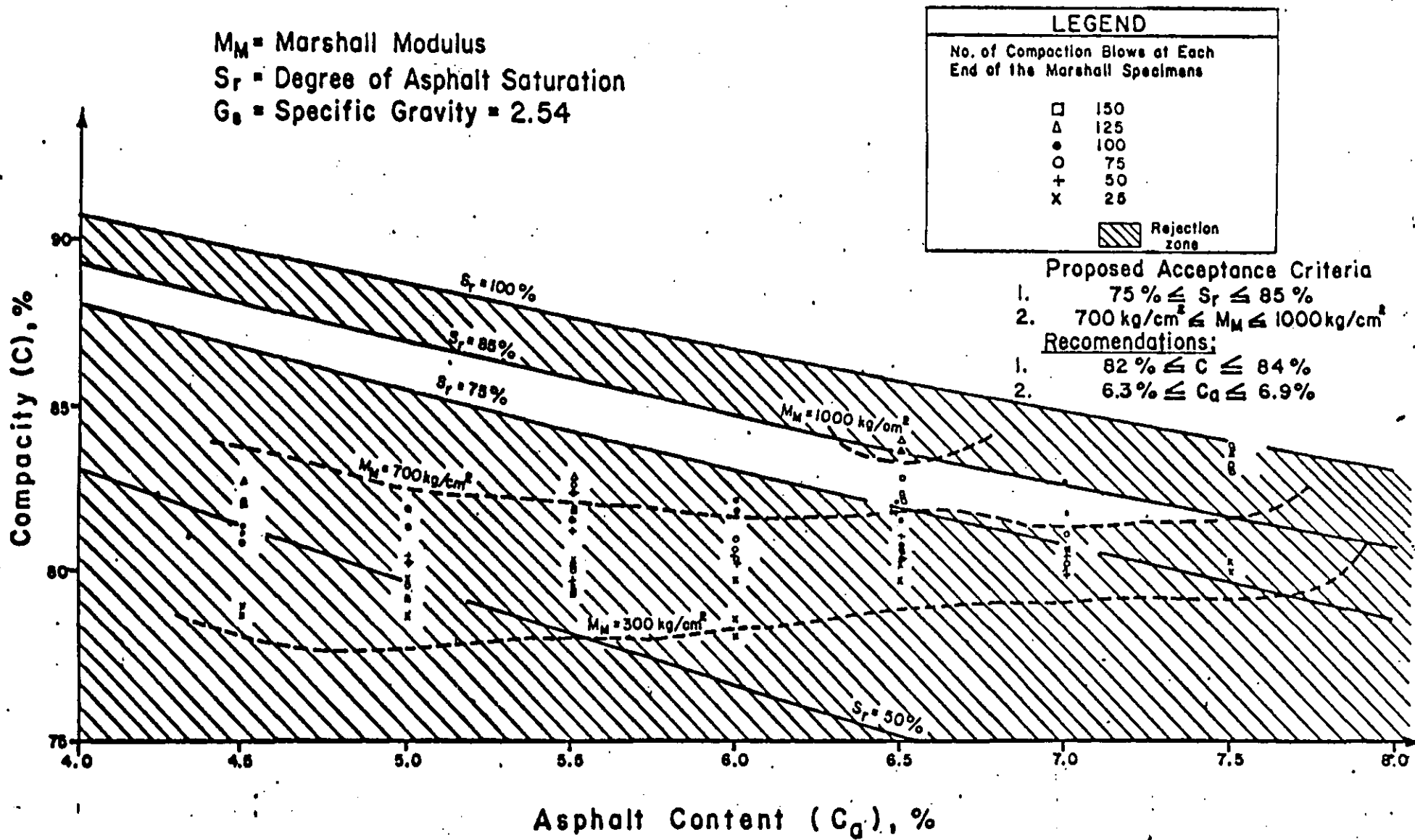


Fig. 2. Establishment of the acceptance region for the asphalt concrete used at the airport of the city of Mazatlán, México.



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

CURSOS ABIERTOS

V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS

MODULO 3

**LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO Y CONSTRUCCION
DE OBRAS SUPERFICIALES**

Del 19 al 23 de Octubre de 1992

**PROBLEMAS EN OBRAS DE TRANSPORTE
URBANO**

ING. MANUEL MENDOZA LOPEZ

METRO, CIMENTACIONES Y SUBESTRUCTURAS

L.B. Rodríguez
Jefe del Depto. de Mecánica de Suelos, ISTME, ICA.

I. INTRODUCCION.

Como es bien sabido la actual ciudad de México, es producto de las eventualidades de su origen y de su desarrollo anárquico, de la traza que originalmente tuviera el centro de la ciudad y los pueblos vecinos; de los desarrollos urbanos a los lados de las primeras calzadas prehispánicas, de las arterias construidas durante la colonia; de los cauces de antiguos ríos, actualmente entubados y transformados en grandes avenidas y de la explosión demográfica que se registró a partir de la década de los 50's. Este desarrollo se verificó sin una planeación y control adecuados.

Las soluciones adoptadas por la ciudad de México para resolver el problema de la transportación se basaron en experiencias de otras grandes urbes, que consistieron en construir viaductos y periféricos que fomentaran el uso del automóvil los cuales se congestionaron rápidamente. Fig. I-1.



FIG. I-1.- VISTA DEL PERIFERICO.

Actualmente el transporte urbano es un problema que afecta a millones de habitantes, provocando principalmente gastos excesivos de tiempo en transportación, por lo que se pensó en coordinar todos los medios existentes y hacer una adecuada planeación para afrontar la situación. Fig. I-2.



FIG. I-2.- TERMINAL DE AUTOBUSES URBANOS.

Lo que indica que para lograr una solución al transporte de la ciudad es necesario encausar los recursos hacia las soluciones que amplíen y haga más eficiente el transporte masivo, como es el caso del Metro que por tener derecho de vía propio, ser un transporte que no contamina, ser funcional y eficiente debe constituir la parte medular del transporte de la ciudad.

En base a la situación anterior, las autoridades del gobierno del Distrito Federal, decidieron construir el Metro, cuyas obras fueron iniciadas en el año de 1967, y terminadas en 1970, lo que se conoce como la primera etapa del Metro. Dicha etapa estuvo constituida -



FIG. I-3.- TRAMO DE CAJON EN CONSTRUCCION.



FIG. I-4.- ESTACION TERMINAL DE METRO.



FIG. I-5.- VISTA DE PASARELA DE CORRESPONDENCIA.

por las Líneas 1, 2 y 3 y comprendió una longitud de 42 Kms. Figs. I-3 a I-5.

Para el próximo diciembre el Metro operará 7 Líneas, que representan una longitud total de la red de aproximadamente 103 Kms. La cual tendrá 100 Estaciones de las cuales 20 son de transferencia. Fig. I-6.

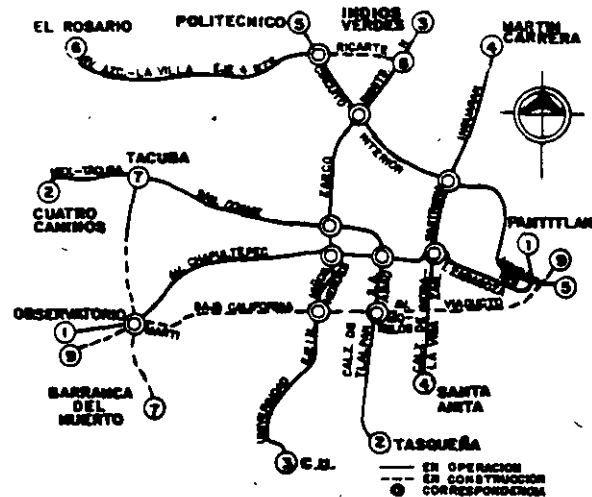


FIG. I-6 RED ACTUAL DE METRO

Con esta longitud, el Metro estará en posibilidad de transportar 6 millones de personas al día, o sea 10.7 millones de viajes persona día.

Con objeto de tener un cuadro de comparación desde el punto de operación con otros Metros del mundo, un valor indicativo que se maneja es el volumen máximo de pasajeros transportados por horas de servicio y por kilómetros de red. Este valor para varios Metros del mundo obtenido en época reciente es el siguiente: Paris (urbano); 800, Londres, 210, Nueva York: 320, Tokyo: 1710, Moscú: 1820, Budapest: 1966, México 2900. Por lo anterior, se observa que el Metro de México es uno de los Metros del mundo que mueven más pasajeros.

La planeación del Metro desde su inicio se basó en un programa Plan Maestro del Metro, en el cual se toman en consideración; entre otros factores, estudios de origen y destino, modelos de transporte, usos del suelo, vialidades disponibles, paisaje urbano, incremento demográfico, interacción con otros planes de desarrollo, etc.

Este Plan es un plan dinámico que frecuentemente se actualiza y adapta a las condiciones cambiantes de la ciudad y de él se deriva la ubicación

Óptima de cada una de las Líneas.

Definida la ubicación de las Líneas, se realizan estudios, anteproyectos y proyectos que involucran disciplinas tales como la arquitectura, la ingeniería civil, la ingeniería electromecánica y electrónica, la ingeniería de costos y el urbanismo, entre otras.

Dentro del área de ingeniería civil, y definido el trazo de una Línea, la mecánica de suelos, juega un papel importante en la definición del tipo de estructura que debe construirse en cada caso particular.

II. TIPOS DE SOLUCIONES DE METRO.

Actualmente entre tramos de construcción y en operación se tiene aproximadamente 55 Km de Metro en solución subterránea de cajón a cielo abierto, del orden de 10 Km de Metro en solución elevada, del orden de 28 Km en solución en túnel y 10 Km en solución superficial, lo que indudablemente ha hecho que la mecánica de suelos haya intervenido decisivamente en los análisis y procesos constructivos de estos tramos desarrollando una experiencia vasta que podría denominarse "La Mecánica de Suelos del Metro".

II.a.) Solución superficial.

Esta es una solución estructural constituida por una losa de concreto reforzado de 8.0m de ancho y dos muretes laterales de contención, la cual está desplantada sobre terreno previamente mejorado y a una profundidad aproximada de 1.30m, para lograr de esta manera una adecuada compensación de cargas.

Fue posible utilizar una solución del tipo superficial, gracias a que ya existían avenidas con una sección transversal con las medidas suficientes para alojar, tanto el sistema "Metro" como a las vialidades adyacentes, cuidando sustancialmente el paisaje urbano.

Fue necesario realizar estudios alternativos, ante las obras inducidas que se generaban y establecían una "barrera" que impedía la comunicación vial y peatonal, entre uno y otro lado de la Línea. Y un análisis respecto al mantenimiento de las instalaciones férreas y electromecánicas que estarían expuestas permanentemente a la intemperie.

Con relación al proyecto geométrico para este tipo de solución, se analizaron los galibos estáticos y dinámicos del convoy, así como el conjunto de instalaciones electromecánicas e hidráulico-sanitarias para el sistema "Metro"; los espacios para los andadores; y el sistema de fijación de vía. Todos estos aspectos se analizaron en conjunción con las posibilidades de espacio y el requerimiento inicial de poder conservar las vialidades adyacentes. Fig. II-1.

II.b.) Solución subterránea en cajón.

La solución por excelencia de un sistema de Metro es la de tipo subterráneo ("underground")

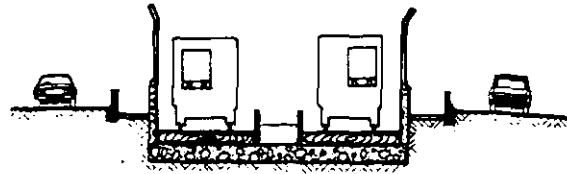


FIG. II-1 SOLUCION SUPERFICIAL

pues es la que no interfiere la labor del transporte en la vida cotidiana de superficie. Esta solución está constituida por un cajón de concreto armado de sección rectangular, construida a cielo abierto y desplantada para el caso de la ciudad de México a la menor profundidad posible. El cajón debe cumplir con los requisitos de estabilidad, compensación, flexibilidad e impermeabilidad, que se requieren para suelos con las características tan particulares como las del Valle de México.

Las dimensiones horizontales y verticales del cajón quedan determinadas por la geometría del equipo rodante. Fig. II-2.

El cajón está constituido por: Muros tablestaca, losa de fondo, muros interiores y losa de techo de concreto armado y un relleno.

A la fecha se tiene construido y operando más de 50 Km de Metro con esta solución muchos de los cuales fueron construidos en los suelos más difíciles de la ciudad, y muchos otros fueron construidos muy cerca de estructuras importantes. El-

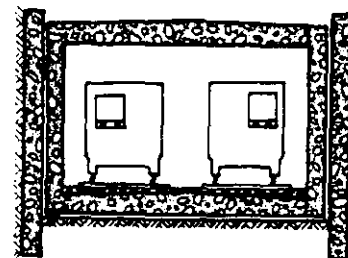


FIG. II-2 - SOLUCION SUBTERRANEA

comportamiento que ha tenido hasta ahora esta solución ha sido muy exitoso y las experiencias que en este sentido se han obtenido, hacen que nuestro país mantenga una posición aceptable entre los países constructores de Metro en el mundo.

II.c.) Solución subterránea en túnel.

La posibilidad de construcción del Metro, en túnel, resultó factible y deseable, ya que tanto la ampliación sur de la Línea 3 como la construcción de la nueva Línea (7) se localizan sobre avenidas importantes con una alta densidad vehicular. Asimismo en zonas de suelos granulares compactos y cementados correspondientes a la zona de Lomas.

La profundidad de los túneles fue definida por los conceptos fundamentales de gran interrelación: el techo mínimo para llevar a cabo un procedimiento constructivo seguro, según el tipo de suelo; y la ubicación adecuada de los Accesos a las Estaciones, de tal manera que los usuarios no recorrieran grandes profundidades.

El estudio estratigráfico decidió alojar el túnel en los suelos duros, estableciéndose una distancia mínima entre la clave y nivel de terreno natural de 1.0 a 1.5 veces al diámetro de la sección excavada.

La geometría de las secciones fue definida por las siguientes consideraciones: los galibos dinámicos del convoy y sus instalaciones; la estabilidad de la sección durante la construcción, considerando el período que transcurre entre la excavación y el colado del revestimiento definitivo; y el comportamiento de la estructura ante las cargas que le transmite el terreno.

Bajo estas condiciones, la sección interior del túnel para tramos interestación; se diseñó utilizando una sección circular de 8.64m de diámetro, intersectada en su parte inferior por una losa a una distancia de 2.41m del centro geométrico de la sección; siendo estas las dimensiones que rigieron el diseño de las demás secciones y en función de los requerimientos de espacios se diseñaron otras. Fig. II-3.



FIG. II-3.- SOLUCION TUNEL

II.d.) Solución elevada.

La existencia de instalaciones municipales a lo largo del trazo de la Línea 4 del Metro y la posibilidad de implantar una estructura elevada que eliminará la necesidad de realizar dichos desvíos y que a su vez permitiera el libre paso de las vialidades transversales longitudinales, y de ferrocarril, una notable mejoría en el paisaje urbano de la zona y un costo de construcción ligeramente menor que el subterráneo, fueron las causas que determinaron el uso de este tipo de solución.

Después de muchos estudios, ya que era la primera vez que se diseñaba para Metro una solución de este tipo, se propuso una solución que responderá a los factores ya descritos, y que estuvo constituida por zapatas macizas de concreto reforzado de 120cm de espesor apoyada en pilotes de fricción, una sola hilera de columnas también de concreto reforzado en el sentido longitudinal y vigas de concreto postensado de sección cajón con un claro entre apoyos de 35m, aproximadamente. Las traveses estuvieron simplemente apoyadas sobre las columnas. Fig. II-4.

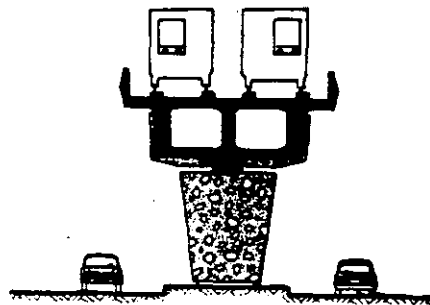


FIG. II-4 SOLUCION ELEVADA

En las esquinas de las zapatas se dejaron preparaciones para colocar pilotes de control que servirán para corregir la verticalidad de la estructura en caso de que sea necesario.

Las dimensiones de la columna en su extremo superior está gobernada en la dirección longitudinal, por el espacio necesario entre traveses para las operaciones de postensado y en la transversal por la separación entre apoyos de la trabe postensada para absorber adecuadamente los efectos del sismo y cabeceo de los trenes; la sección en la base fue determinada por requisitos estructurales y resultó de menores dimensiones que en el extremo superior y por razones arquitectónicas, se optó por hacerla de sección variable reduciéndola del extremo superior a la base, dando como resultado el dimensionamiento de columnas de 2.40 x 2.20m en la base.

Para el caso de vías de comunicación entre líneas se proyectó una sección elevada para una sola vía con velocidad de operación de 25 Km/h, radios de curvatura de 55.0m y Andadores en ambos lados.

Superficialmente y hasta una profundidad que varía entre 2.0 y 3.80m se localizó el llamado Manto Superficial constituido por limos arenosos -- cuyo contenido natural de agua varía entre 40% y 60%. El nivel freático se localizó entre 2.0m y 3.0m de profundidad.

Abajo del Manto Superficial se encuentra la "Formación Arcillosa Superior" constituida por las arcillas blandas de origen volcánico típicas de la ciudad de México. El espesor de esta Formación varía entre 27.0 y 31.0m y su contenido natural de agua varía entre 180% y 500%, con valores promedio de 300%. La resistencia al corte de la arcilla es baja y varía entre 1.5 y 3.0 ton/m², con excepción de los últimos 6.0m en los cuales pueden encontrarse valores de 4.0 y 5.0 ton/m² debido a que el fenómeno de drenaje de la "Capa Dura" ha causado preconsolidación a la arcilla vecina. La "Formación Arcillosa Superior" descansa sobre un estrato duro denominado "Capa Dura" constituido por limos arenosos y arenas limosas con gravas, muy compactos y en algunos casos cementados. El espesor de esta capa varía entre 3.5 y 5.0m y su contenido natural de agua varía entre 40% y 50%.

Abajo de la "Capa Dura" se encuentra la "Formación Arcillosa Inferior" constituida por la misma arcilla volcánica blanda de la formación Superior pero preconsolidada por los efectos del bombeo prolongado al que han estado sujetos los materiales permeables que constituyen la "Capa Dura" y los "Depósitos Profundos" entre los que se encuentra. El espesor de esta formación varía entre 10.0m y 11.5m y su contenido natural de agua está comprendido entre 120% y 220%. Su resistencia al corte es mayor que la de la Formación Superior debido a su estado de preconsolidación.

La "Formación Arcillosa Inferior" descansa sobre los llamados "Depósitos Profundos" constituidos por arenas limosas, limos arenosos y gravas muy compactos que se profundizan más allá de los 100m. En la figura III.3 se muestra la estratigrafía detallada de uno de los apoyos.

III.3. Hundimientos del valle y piezometría.

Con objeto de medir los hundimientos que por efecto del bombeo del agua del subsuelo ocurren en la zona de la ciudad que atraviesa la Línea 4, se instalaron bancos de nivel superficiales referidos a un banco de nivel fijo. En un período comprendido entre abril de 1978 y agosto de 1979, la velocidad de hundimiento registrada varió entre 6.51 cm/año para la zona norte de la Línea, comprendida entre Av. FCC Hidalgo y la Av. I. Zaragoza, y de 8.68 cm/año para la zona sur desde Av. I. Zaragoza hasta el Viaducto M. Alemán.

Asimismo, para conocer las pérdidas de presión hidrostática a lo largo de la Línea, se instalaron estaciones piezométricas constituidas por piezómetros neumáticos, abiertos tipo casagrande y un pozo para medir el N.A.F. En la figura III.4 se puede observar la gráfica de distribución de presiones real.

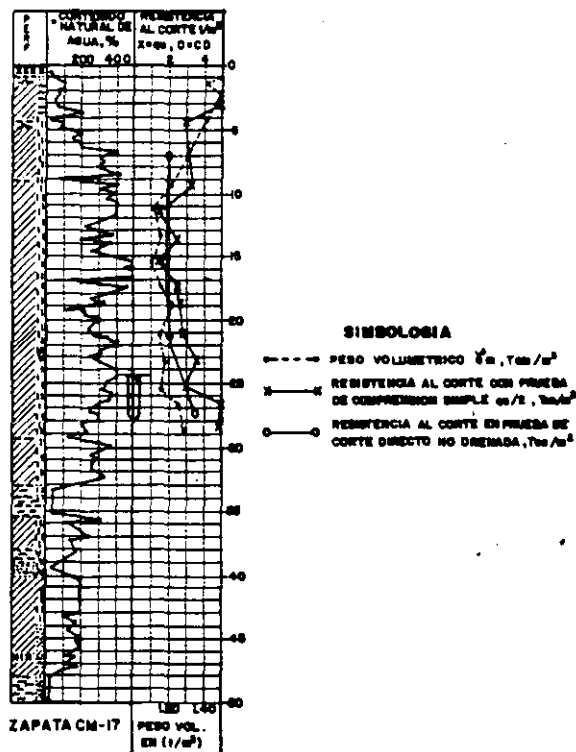


FIG. III.3.- ESTRATIGRAFIA DEL SITIO DE UN APOYO

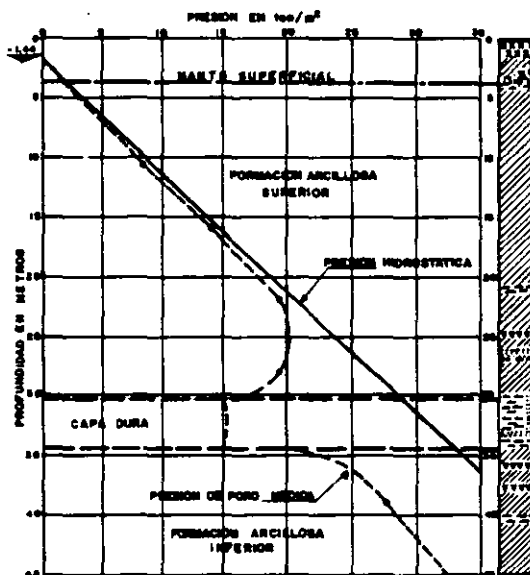


FIG. III.4.- PERDIDAS DE PRESION HIDROSTATICA PRODUCIDAS POR EL BOMBEO EN EL APOYO BC-23

III.4. Alternativas de cimentación.

Desde el punto de vista de la mecánica de suelos, la cimentación de la estructura elevada, puede ser de tipo superficial o profundo. Debido a la magnitud de las descargas de la superestructura, una solución de tipo superficial como la constituida por una losa corrida, o un cajón parcialmente compensado, no es conveniente en vista de que la presión de contacto que es necesario transmitir al suelo para no inducir asentamientos excesivos, conduce a grandes áreas de cimentación.

Por lo anterior, el tipo de cimentación a utilizar para esta estructura es el constituido por una cimentación profunda a base de pilotes los cuales pueden elegirse, que queden apoyados en la punta directamente sobre los depósitos profundos, o que queden alojados dentro de la primera formación arcillosa; esto es, trabajando por adherencia.

Comparando ambas alternativas se pueden mencionar las siguientes ventajas y desventajas para cada una de ellas y que se indican a continuación:

PILOTES DE PUNTA.

VENTAJAS:

- 1.- Capacidad de carga alta.
- 2.- Hundimientos totales y diferenciales prácticamente despreciables.
- 3.- Área de cimentación pequeña.

DESVENTAJAS:

- 1.- Emerge con el valle provocando graves problemas en la vialidad y en las instalaciones municipales.
- 2.- Se genera fricción negativa en los pilotes reduciéndose la capacidad de carga.
- 3.- Se provocan graves problemas en su unión con las líneas de correspondencia del Metro.

PILOTES POR ADHERENCIA.

VENTAJAS:

- 1.- Siguen los hundimientos del valle y no alteran la vialidad ni los servicios municipales.
- 2.- No presenta ningún problema en su unión con otras líneas de correspondencia del Metro.
- 3.- No se genera fricción negativa en los pilotes.

DESVENTAJAS:

- 1.- Capacidad de carga menor que una de punta.
- 2.- Área de cimentación mayor que la de los pilotes de punta.

Por los aspectos anteriores, y en vista que el hundimiento regional es un fenómeno que puede causar la suspensión temporal del sistema, se decidió utilizar una cimentación a base de pilotes trabajando por adherencia que sea compatible con el hundimiento del Valle.

III.5. Análisis de capacidad de carga.

Para valuar la capacidad de carga de los pilotes se consideró que la carga de la estructura se transmite al terreno a través del fuste; sin embargo, se tomó en cuenta también la contribución que proporciona la punta de los pilotes. Por lo que, la capacidad de carga de la punta se valió de acuerdo a la expresión propuesta por Skempton para suelos cohesivos:

$$q_{pa} = \frac{C N_c}{FS} + F_{vd} \quad (1)$$

Donde " q_{pa} " es la capacidad de carga admisible de la punta del pilote; " C " es la cohesión (resistencia al corte de la arcilla) al nivel de desplante del pilote; " N_c ", es el factor de capacidad de carga de Skempton, el cual está en función de la profundidad de desplante y ancho del pilote; " $F.S.$ ", es el factor de seguridad y " F_{vd} " es la presión vertical efectiva al nivel de desplante del pilote, afectada por la pérdida de presión hidrostática.

Por otra parte, la capacidad de carga que se desarrolla por la adherencia arcilla-pilote, se calculó mediante la expresión siguiente:

$$q_{fa} = \frac{a \cdot AL}{FS} \quad (2)$$

Donde, " q_{fa} " es la capacidad de carga admisible del fuste del pilote; " a ", es la adherencia suelo-pilote y " AL ", es el área lateral del fuste en contacto con la arcilla.

Por lo tanto, la capacidad de carga total admisible del pilote " Q_a " se obtuvo como la suma de las capacidades de carga de la punta y de fricción, es decir:

$$Q_a = q_{pa} + q_{fa} \quad (3)$$

Cuando en un pilote trabajando por adherencia se incrementa la carga hasta alcanzar la falla, esta se produce a una pequeña distancia del fuste del pilote; por lo que, la adherencia que debe considerarse para calcular la carga de falla del pilote será la resistencia al corte de la arcilla " C " obtenida de una prueba de laboratorio que represente una falla progresiva que es como se produce el "rumpimiento" de la adherencia cuando el pilote falla. Por esta razón, la capacidad de carga de falla de los pilotes se estimó a partir de los resultados de la prueba de corte directo no drenado, usando el aparato de corte de laboratorio de diseño Sueco. (Ref. 5).

Finalmente, se realizó el análisis de la revisión de capacidad de carga por grupo cuidando -- que en todos los apoyos, la resistencia al corte del área lateral de la envolvente del grupo de pilotes fuera mayor que la suma de la resistencia al corte de cada uno de los pilotes, de acuerdo con la siguiente desigualdad:

$$4B \cdot L \cdot S > 4 b \cdot L \cdot s$$

Donde: "B" es el ancho de la envolvente del grupo de pilotes; "L" es la longitud del pilote; "b" el ancho del pilote; "h" es el número de pilotes y "s" es la resistencia al corte de la arcilla.

III.6. Análisis de Hundimiento.

En vista de que el tipo de suelo en donde se aloja la cimentación es arcilla altamente compresible, la teoría que se empleó para el cálculo de los asentamientos fue la propuesta por K. Terzaghi, que se resume en la siguiente expresión:

$$\lambda = \sum_{i=1}^H mv \cdot \Delta p \cdot H_i$$

Donde: " λ ", es el asentamiento total, "mv" es el coeficiente de variación volumétrica de los estratos arcillosos; " Δp " es el incremento de esfuerzos provocados por los pilotes en cada estrato y " H_i " es el espesor de cada estrato compresible considerado.

Para definir los parámetros que intervienen en la expresión anterior, se utilizaron los resultados de numerosas pruebas de consolidación Unidimensional efectuadas a diferentes profundidades en cada uno de los apoyos, para lo cual se realizó un sondeo por cada columna.

El criterio para valuar el incremento de esfuerzos efectivos (Δp) en cada uno de los estratos compresibles, se desarrolló partiendo de una simplificación de la solución elástica propuesta -- por Mindlin, para una carga puntual dentro de un medio isótropo, homogéneo y semi-infinito.

La simplificación a dicha solución consistió en suponer una distribución lineal de los esfuerzos con la profundidad, en la cual la magnitud del incremento de esfuerzos " Δp " se va disipando a partir de la cabeza de los pilotes hasta los estratos inferiores ubicados por debajo de la punta de los pilotes. Esta simplificación se muestra en la figura III.5, donde " Δp " se define como:

$$\Delta p = \left[\frac{B \cdot D}{(B + 2L' \operatorname{tg} 30^\circ) (D + 2L' \operatorname{tg} 30^\circ)} \right] W$$

Donde: "W" es la presión neta que transmite la zapata y las demás letras se indican en la figura III.5.

De acuerdo con las experiencias de estructuras cimentadas con pilotes de adherencia en la ciudad,

se ha observado que los estratos compresibles que producen los hundimientos son los que se localizan a partir de $2/3 L$ más el desplante de la zapata hacia los estratos inferiores, ver figura III.5.

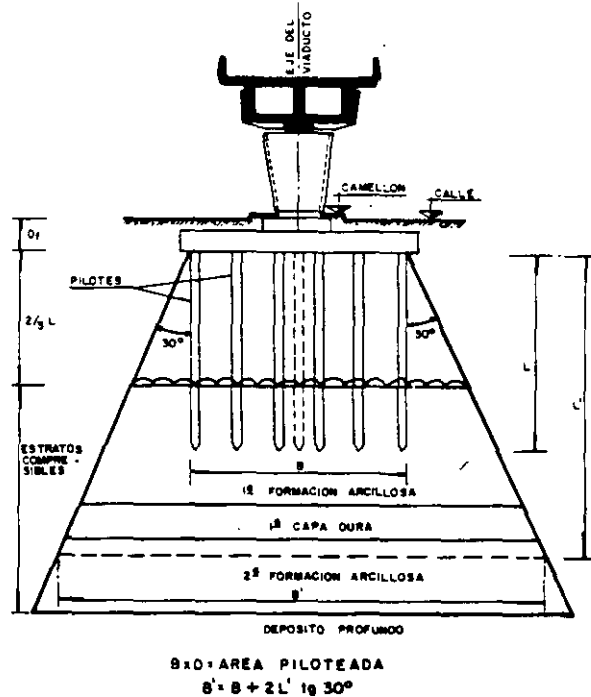


FIG. III. 5.- SOLUCION SIMPLIFICADA DE LA TEORIA ELASTICA PROPUESTA POR MINDLIN

En base a todo lo anterior, la magnitud de los hundimientos totales obtenidos, varían a lo largo de la línea entre 16cm y 30cm correspondiendo los valores mayores a los apoyos de las estaciones que son los que presentaron mayor carga. Durante el período comprendido entre el inicio de la construcción de cada apoyo y la colocación del balasto y la vía, se presentó aproximadamente un 60% del valor del hundimiento teórico calculado.

Dentro del análisis de los hundimientos de cada uno de los apoyos se tuvo especial cuidado por una parte en definir las dimensiones de la zapata, de manera que en ningún caso el incremento de presión " Δp " provocado por los pilotes sumado a la presión efectiva inicial en cada uno de los estratos compresibles considerados, excediera el valor de la carga de preconsolidación de los mismos, a fin de evitar la ocurrencia de hundimiento excesivo. Por otra parte, las dimensiones de las zapatas se revisaron con objeto de que los hundimientos diferenciales inducidos entre dos apoyos consecutivos no excedieran de 4cm, valor que no afecta la operación del sistema.

En la figura III.6. se presenta una gráfica de hundimientos totales calculados contra los presentados hasta enero de 1982, de un apoyo típico de tramo de la línea y una gráfica de la variación de los asentamientos diferenciales entre dos apoyos consecutivos.

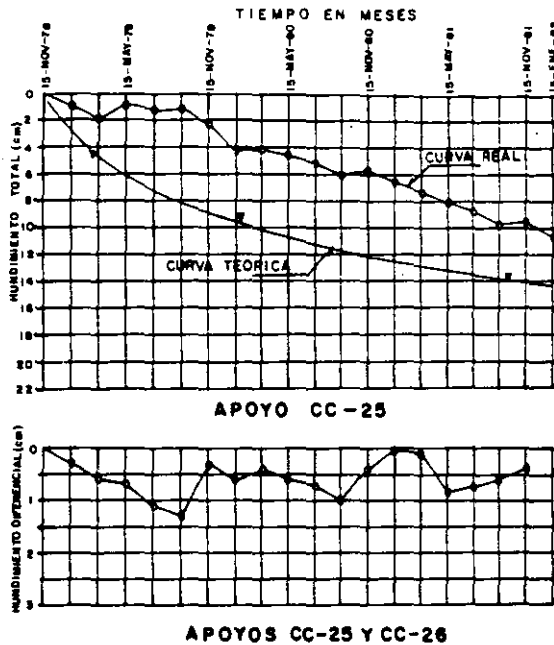


FIG. III. 6.- GRAFICAS DE HUNDIMIENTOS

De acuerdo con lo anterior, los hundimientos -- totales y diferenciales que se presentaron hasta enero de 1982, están dentro del rango previsto por los análisis teóricos efectuados, lo cual se refleja en que no ha habido problemas de operación en la parte del sistema que actualmente está en funcionamiento.

La magnitud de los hundimientos presentados hasta esa misma fecha, comprueban que las simplificaciones realizadas a la solución de Mindlin y la consideración de la profundidad a la cual los estratos compresibles empiezan a aportar el hundimiento de los pilotes, son aceptables.

Por otra parte, el comportamiento de la estructura observando hasta la fecha confirma que la solución adoptada es adecuada.

III.7. Procedimiento constructivo.

a). Hincado de Pilotes.

Los pilotes que se utilizaron para la cimentación de la solución elevada son de concreto armado de sección cuadrada de 0.50m de lado y se hincaron a golpes mediante un martillo "Delmag-D-22" desde la superficie del terreno natural

dentro de una perforación previa de 18" + 1/2" - de diámetro, efectuada hasta una profundidad de 2/3 de la longitud de pilote más el desplante de la zapata (2.20m).

Los pilotes se hincaron en dos tramos; un tramo inferior de longitud constante y otro superior de longitud variable, efectuándose la unión de estos soldando las 2 placas de acero que se encuentran integradas a los tramos de pilotes.

b). Excavación de las zapatas.

La excavación de las zapatas se realizó a cieloabierto con taludes perimetrales cuya inclinación fue de 0.5:1. Esta excavación se llevó a cabo en una sola etapa y a medida que se profundizaba la excavación se iba demoliendo las cabezas de los pilotes hasta la profundidad de desplante de la zapata. Ver Figura III.7.



FIG. III.7.- EXCAVACION, DEMOLICION DE LOS PILOTES Y COLADO DE PLANTILLA.

Alcanzado el fondo de la excavación se coló una plantilla de concreto simple de 10cm de espesor y posteriormente se efectuó el armado y colado de la zapata, dado y columna. El armado y colado de la trabe se realizó hasta que el concreto de la columna alcanzara la resistencia de proyecto. Ver Figura III.8.



FIG. III.8.- CONSTRUCCION DE ZAPATA, DADO Y COLUMNA.

Terminada la construcción de la columna se iniciaba la colocación del relleno con material -- areno-limoso (tepetate) en capas de espesor compacto de 30cm alcanzando un grado de compactación del 90% y la última capa al 95%.

III.8. Pruebas de carga.

Con objeto de confirmar la capacidad de carga de los pilotes, se realizaron pruebas de carga sobre los pilotes integrantes de las propias zapatas, excepto en tres casos en donde se hincó un pilote exclusivo para efectuar la prueba fuera de las zapatas.

Para iniciar la prueba se especificó esperar un período mínimo de 30 días para que la reacción tixotrópica de la arcilla garantizara el máximo de adherencia suelo-pilote; sin embargo, pruebas efectuadas cargando los pilotes a períodos menores al especificado y volviéndolos a cargar a los 30 días indicaron que es suficiente un lapso de 8 a 12 días después de hincado el pilote para obtener el 100% de su capacidad de carga de falla, ver figura III.9.

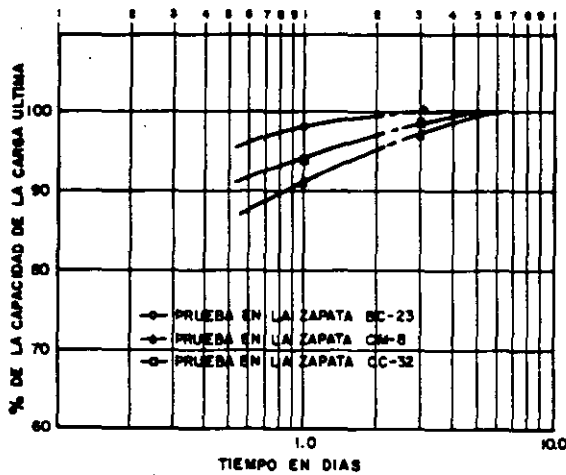
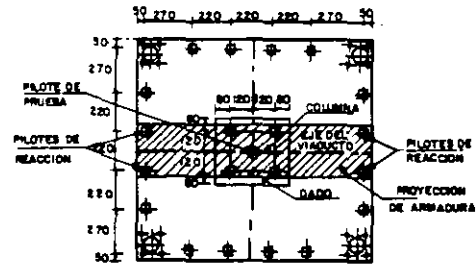


FIG. III.9 - VARIACION DE LA CARGA DE FALLA DE LOS PILOTES EN FUNCION DEL TIEMPO DE REPOSO

La carga de los pilotes se aplicó mediante una estructura metálica apoyada en cuatro pilotes -- que funcionaron como anclaje, según se indica en la figura III.10.

Una vez instalada la armadura, colocado el gato hidráulico y los micrómetros para medir las deformaciones, se procedió a aplicar la carga en cuatro incrementos iniciales de 20 toneladas cada uno, dejando cada incremento un tiempo mínimo de 12 horas y observando que cada nuevo incremento se aplicara cuando las deformaciones del incremento anterior acusaran valores de 1mm en 20 minutos. Posteriormente se aplicaron incrementos de 10 Ton. cada uno hasta alcanzar la falla del pilote, la cual se consideró cuando --



PLANTA DE DISTRIBUCION DE PILOTES

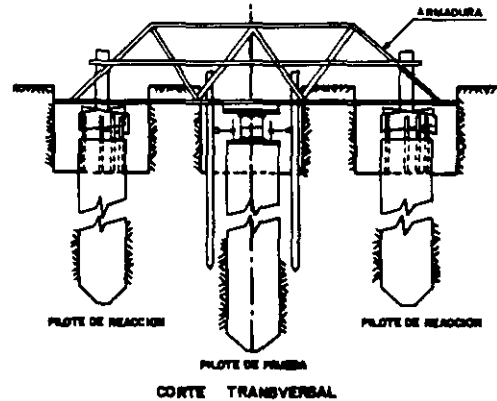


FIG. III.10.- DETALLE DE ESTRUCTURA Y DE LOS PILOTES PARA LAS PRUEBAS DE CARGA.

el pilote sufrió un descenso súbito de 2.0cm o mayor, disminuyendo súbitamente el valor de la carga registrado en el micrómetro.

En todas las pruebas realizadas, la falla de los pilotes se alcanzó con deformaciones acumuladas que variaron entre 2.4 y 3.6cm como se observa en la tabla I.

TABLA I

TRAMO	SITIO DE LA PRUEBA DE CARGA	LONGITUD DEL PILOTE (M)	CARGA DE FALLA DE PRUEBA (TON)	DEFORMACION EN LA FALLA (CM)
TALISMAN	TB-13/14	20.00	90.00	---
BONDOJITO CONSULADO	BC-23	22.50	94.00	3.75
CONSULADO CANAL DEL NTE	CC-20/21	23.50	105.00	2.84
" " "	CC-27/28	23.00	99.00	3.08
" " "	CC-32	24.00	111.00	2.70
CANAL DEL NTE MORELOS	CM-8	25.00	99.50	2.50
" " "	CM-17	26.00	99.00	2.48
" " "	CM-25	25.50	100.00	2.36
MORELOS CANDELARIA	MC-1	25.50	108.00	3.06

Una vez alcanzada la falla del pilote, se procedió a aplicar incrementos y decrementos de carga parciales a los pilotes con el fin de confirmar si la carga de falla inicialmente alcanzada era correcta. En la figura III.11 se muestran gráficas carga-deformación de pilotes probados, en las cuales puede observarse que los pilotes se llevaron nuevamente a la falla varias veces, en períodos comprendidos entre 2 y 14 días, alcanzándose valores de carga de falla que variaron entre 95% y 99% del valor inicial.

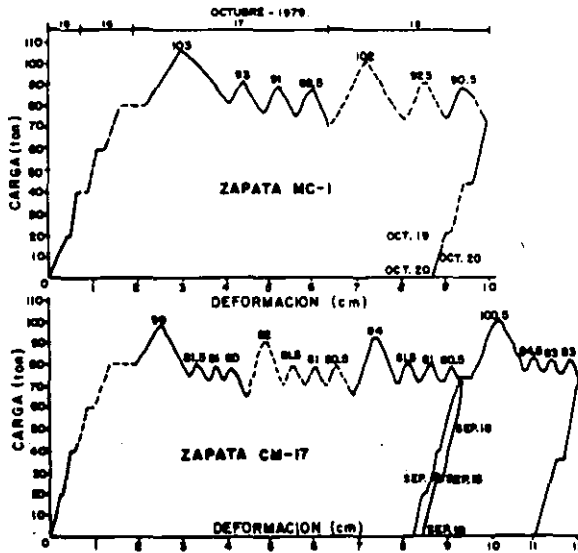


FIG. III.11 - GRÁFICAS CARGA-DEFORMACION DE LAS PRUEBAS DE PILOTES DE LA LINEA 4.

Con objeto de establecer una comparación con los valores obtenidos de las pruebas de carga, se calculó la carga de falla de los pilotes usando los resultados de la prueba de compresión axial sin confinar (q_u) y los resultados obtenidos a partir de pruebas de corte directo no drenado (C.D.) los cuales se muestran en la tabla 2.

De los valores anteriores se pueden observar que la carga de falla estimada a partir de pruebas de corte directo no drenado varió entre +11.6% y -5.3% con un valor promedio de 2.73%; en tanto que la carga de falla estimada a partir de pruebas de compresión axial sin confinar (q_u) varió entre +15.9% y +46.1% con un promedio de +28.6%. Lo anterior significa que el valor de la carga de falla para pilotes de fricción calculado a partir de pruebas de compresión simple (q_u) en arcillas blandas de la ciudad de México se sobreestima en un 28.6% aproximadamente. Este valor coincide con las correlaciones entre valores de corte directo y compresión axial no confinada (q_u) propuesta por J. Schmitter (referencia 12) para arcillas de la ciudad de México.

Con objeto de poder usar las pruebas de compresión axial sin confinar (q_u) que constituyen pruebas de laboratorio más sencillas, rápidas y baratas, para estimar con mejor precisión la carga de falla de pilotes de concreto trabajando por fricción en las arcillas blandas de la ciudad de México, se propone el uso de la siguiente expresión:

$$q_{fa} = \frac{(q_u/2) \cdot AL \cdot K}{F.S.} \quad (4)$$

Donde: "q_{fa}" es la capacidad de carga admisible del pilote; "q_u" es la resistencia a la compresión simple sin confinar; "AL" es el área lateral del pilote y "K", es un factor que de acuerdo con los resultados obtenidos de las pruebas de carga en el campo de los pilotes vale 0.778.

De los resultados obtenidos en las nueve pruebas de carga estáticas que se realizaron en los pilotes de fricción de la Línea 4, se pueden mencionar las siguientes:

El valor de la carga de falla de los pilotes de fricción en las arcillas blandas de la "Zona del Lago" de la ciudad de México puede estimarse con una precisión de +3% mediante la expresión (2) utilizando como valor de la adherencia "a" el obtenido a través de la prueba de laboratorio de

TABLA 2

SITIO DE LA PRUEBA DE CARGA	COHESION CON PRUEBA DE CORTES DIRECTO C.D. (TON/MP)	COHESION CON PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE (TON/MP)	(C.F.C.D.) CARGA ESTIMADA DE FALLA CON C.D. (TON)	(C.F.QU) CARGA ESTIMADA DE FALLA CON QU/2 (TON)	(C.F.P.) CARGA DE FALLA DE PRUEBA (TON)	RELACION S.F.C.D. C.F.P.	RELACION C.F.QU/2 C.F.P.
TB-13/14	2.00	2.61	85.00	109.15	90.00	0.94	1.213
BC-23	2.10	2.98	97.25	137.30	94.00	1.03	1.461
CC-20/21	2.10	—	103.12	—	106.00	0.96	—
CC-27/28	2.10	2.42	100.00	114.75	99.00	1.01	1.159
CC-32	2.12	2.63	104.60	129.04	111.00	0.94	1.163
CM-8	2.05	2.77	104.80	140.79	99.50	1.05	1.415
CM-17	2.05	2.79	109.97	148.44	99.00	1.11	1.498
CM-25	2.10	2.25	110.80	118.42	100.00	1.11	1.184
MC-1	2.12	2.45	112.10	128.68	108.00	1.04	1.193

Resistencia al Corte Directo no drenado (C.D.).

Asimismo, el valor de la carga de falla puede también estimarse con una precisión de + 3% mediante el empleo de la expresión (4) utilizando los resultados de la prueba de laboratorio de Resistencia a la Compresión axial sin confinar "qu". Para obtener la carga de falla a partir de las expresiones (1) y (4) no se deberán afectar por el F.S.

El valor del factor K propuesto en la expresión (4) coincide con la correlación entre los valores del Corte Directo y la compresión axial sin confinar mencionados en la referencia 12.

Por otra parte, de las mediciones de carga de falla efectuadas para diferentes tiempos de reposo de los pilotes se obtiene que con un lapso de 12 días después de hincado es suficiente para obtener el 100% de la carga de falla por fricción.

IV. SOLUCION SUBTERRANEA.

Una vez que ha quedado definida la construcción de la Línea mediante la solución subterránea, se llevarán a cabo una serie de análisis para definir el comportamiento durante el proceso de construcción y a largo plazo los cuales se mencionaran a continuación.

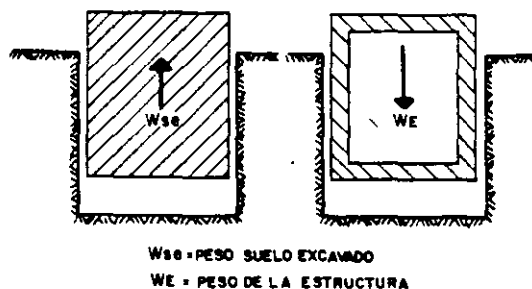
IV.1. Compensación.

Los análisis de compensación de la estructura subterránea del Metro consisten en definir la magnitud de alteración del estado de esfuerzos provocados en la masa de suelo por efectos de la excavación del cajón y de la construcción posterior de la estructura.

La alteración del estado de esfuerzos de la masa de suelo antes mencionada puede ser de tres tipos:

- a) **Compensación total.**- Esta condición se presenta cuando el peso de suelo excavado es igual al peso de la estructura colocada por lo que la alteración de esfuerzo abajo de dicha estructura es teóricamente nula.
- b) **Compensación parcial.**- Esta condición se presenta cuando el peso de suelo excavado es menor al de la estructura por construir por lo que el estado de esfuerzos de las arcillas localizado por debajo de la estructura, sufre un incremento, lo que produce un asentamiento de la misma a largo plazo.
- c) **Sobre compensación.**- Esta condición se presenta cuando el peso de suelo excavado es mayor que el de la estructura por construir, por lo que los esfuerzos en las arcillas localizadas por abajo de la estructura sufren una disminución lo que a largo plazo produce una expansión en dichas estructuras. Ver figura IV.1.

Debido a que la estructura tipo del Metro es un cajón hueco de concreto, el peso de la estructura es generalmente menor al peso del suelo



		COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO
a) COMPENSACION TOTAL	$W_{se} = W_E$	(EQUILIBRIO)
b) COMPENSACION PARCIAL	$W_{se} < W_E$	(HUNDIMIENTO)
c) SOBRECENSACION	$W_{se} > W_E$	(EXPANSION)

FIG. IX 1.- ANALISIS DE COMPENSACION

excavado, por lo que se genera una sobrecompensación, que produce a largo plazo una tendencia de la estructura a emerger. La magnitud de dicha expansión depende entre otros factores del valor de la sobrecompensación mencionada, del grado de preconsolidación de la arcilla que subyace a la estructura, del espesor del estrato de arcilla afectado, del área de apoyo del cajón y de la zona de la ciudad donde se ubique la línea.

El valor de la sobrecompensación influye importantemente en el comportamiento de la operación del sistema de Metro (pendientes de las vías) así como en el comportamiento de las estructuras vecinas y de las instalaciones municipales.

De acuerdo con la experiencia obtenida antes del Metro en algunas excavaciones profundas hechas en la ciudad tanto en arcillas como en los suelos de la zona de transición y así como la experiencia ganada en las excavaciones hechas a lo largo de más de 60 kilómetros de Líneas de Metro subterráneo, se ha llegado a definir que el valor de dicha sobrecompensación debe ser pequeño en las zonas de arcillas blandas como las de la zona del lago, y puede ser un poco mayor en las zonas de transición donde los espesores de suelos blandos, no son tan importantes. Los ordenes de magnitud de dichos valores aceptados para tener un buen comportamiento de cajón del Metro a largo plazo oscilan entre aproximadamente 1.0 ton/m² para el primer caso y 2.5 ton/m² para el segundo caso.

En la zona de lomas el valor de la sobrecompensación carece de importancia ya que no existen suelos que al cambiar su estado de esfuerzos generen movimientos a largo plazo.

IV.2. Movimientos a largo plazo.

Conocido el valor de la sobrecompensación, los movimientos a largo plazo que sufrirá el cajón del Metro pueden valuarse a través de la teoría de consolidación de Terzaghi mediante la conocida expresión.

$$\text{expansión} = mv_d \cdot \Delta p \cdot H$$

Donde es importante mencionar que el módulo "mv_d" de compresibilidad volumétrica debe ser considerado a la descarga y obtenerse de pruebas de consolidación unidimensional de los suelos -- abajo del cajón en la rama de descarga y en el -- rango de esfuerzos inducidos por la sobrecompensación. El valor "Δp" es la sobrecompensación distribuida elásticamente en la profundidad de los estratos afectados y "H" es el espesor de la arcilla subyacente al cajón.

Bajo las condiciones de sobrecompensación mencionada en el inciso anterior, las relaciones de expansión a largo plazo varían aproximadamente de 2.0cm a 5.0cm para zonas de transición y entre 10 y 15cm para zonas de lago.

Los criterios adoptados para definir el valor de la sobrecompensación y los movimientos medidos en las Líneas en operación, algunos de ellos desde hace 15 años o más, indican que el Metro no ha sufrido daños, que las correcciones en las pendientes de las vías han sido muy poco frecuentes y que el comportamiento de las estructuras vecinas e instalaciones municipales tampoco han sufrido daños, lo que permite concluir que los criterios adoptados han sido exitosos. Fig. IV-2.



FIG. IV-2.- CAJÓN TERMINADO.

IV.3. Excavación.

La excavación de los tramos subterráneos en su mayoría fue hecha a cielo abierto entre estructuras de contención. La estructura de contención estuvo constituida por muros de concreto armados y colados en zanja ademada con lodo bent

onítico. Sin embargo actualmente se están haciendo pruebas para utilizar muros prefabricados colocados en zanjas ademadas con lodo estabilizador fraguante.

IV.4. Estructuras de contención.

El proceso constructivo de las estructuras de contención (muros tablestaca) se describe a continuación:

La excavación de los muros tablestaca debe hacerse con equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada, con objeto de ofrecer una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y que permita alcanzar sin problemas la profundidad media del muro, por lo cual la herramienta de excavación debe deslizarse con suavidad, sin chicoteo ni golpes, e hincarse sin dejarla que choque o que caiga libremente contra el lodo o contra las paredes de la zanja para evitar desprendimientos o caídos.

El lodo bentonítico usado como ademe durante la perforación debe cumplir con las características adecuadas de contenido de arena, viscosidad Marsh volumen de agua libre, viscosidad cinemática, densidad y espesor de costra. Es importante mencionar que un buen lodo es la clave para obtener un muro de contención de buena calidad.

Las excavaciones de las zanjas se harán en forma alternada, es decir, no deben excavarse tableros contiguos en forma simultánea.

La longitud de las zanjas excavadas que alojan los muros del cajón son generalmente de 6.00m.

Es importante mencionar que una zanja no puede dejarse totalmente excavada y ademada con lodo por mucho tiempo para evitar problemas de estabilidad de las paredes.

Quando se ha concluido la excavación y se ha verificado la profundidad de la zanja y las propiedades del lodo se procede a introducir unas juntas metálicas que limitan el tablero y a colocar la parrilla del acero de refuerzo.

La cara de la junta que quedará en contacto con el concreto debe engrasarse para facilitar su extracción posterior.

Las parrillas de acero de refuerzo, se harán descender por su propio peso, tomando las debidas precauciones con respecto a la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.

Asimismo, es necesario además dejar dentro de la parrilla espacios libres verticales para permitir el paso de las trompas de colado.

Después de colocada, centrada y nivelada la parrilla se introducirá, en el espacio respectivo, la trompa de colado, por tramos. Los coples de unión de cada tramo de la trompa deben ser perfectamente herméticos para impedir que la succión de la columna de concreto, al bajar, chupe aire o lodo del exterior. Al tramo que sobresale en la superficie se le conecta un embudo o una tolva.

El extremo inferior de la trompa, o boca de descarga, debe quedar apoyado en el fondo de la tanja antes de iniciar el colado. Esta boca va cerrada por un tapón en el momento de hacer descender la trompa dentro del lodo. Este tapón debe tener un diseño adecuado para que impida la entrada del lodo y para que retenga el concreto en la trompa, hasta que éste haya formado una columna cuya altura sea suficiente para botar el tapón e iniciar el flujo suave del concreto.

El concreto debe ser suficientemente fluido para que sin necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero.

Para ayudar al concreto a fluir al principio, -- puede desplazarse la trompa verticalmente hacia arriba y hacia abajo vigilando que permanezca -- siempre suficientemente ahogada en el concreto -- para que no exista contaminación del lodo con el concreto. Con un buen procedimiento de colado -- el lodo no se mezclará con el concreto, sino que éste lo llevará siempre por delante hasta rebosar.

Un buen procedimiento de colado representa:

- Tener un lodo bajo control que cumpla con todas las características especificadas.
- Tener un concreto fluido (revenimiento según las especificaciones de concreto).
- Dejar la trompa ahogada siempre en el concreto durante el colado y asegurarse de que los coples de unión de los tramos de la trompa sean herméticos, es decir, que impidan la entrada del lodo hacia el interior.
- Hacer un colado continuo.
- Verificar durante el colado el volumen de -- concreto que entra en el tablero y el volumen de lodo que se desplaza y compararlos -- con los volúmenes calculados de acuerdo con la geometría del tablero.

En la figura IV-3 se muestra la secuencia de construcción de los muros tablestaca.

IV.5. Bombeo.

Durante la excavación que aloja la estructura -- subterránea del Metro, fue necesario efectuar el bombeo del suelo comprendido entre los muros de contención.

El bombeo se llevó a cabo con la ayuda de pozos de 30cm de diámetro con un ademe metálico ranurado de 12cm de diámetro utilizando bombas -- eyectoras. Ver figura IV-4.

La profundidad de los pozos se localizó aproximadamente a 1.50m por abajo del nivel máximo de -- excavación y la posición de la bomba se ubicó -- 1.0m por abajo de dicho nivel. Aunque en algunos casos, la presencia de lentes de arena, obligó a que los muros tablestaca interceptaran dichas lentes para evitar un abatimiento exterior.

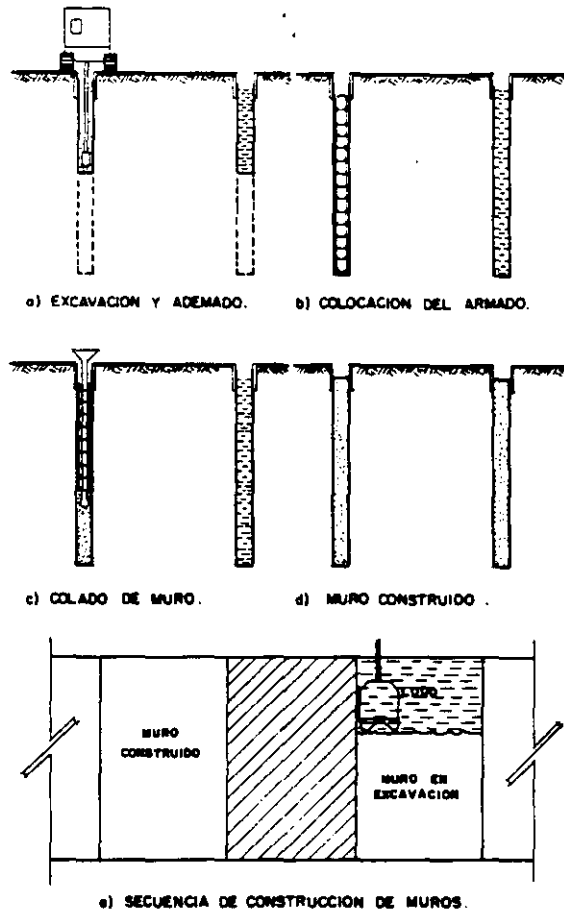


FIG. IX 3.- SECUENCIA DE CONSTRUCCION DE MUROS TABLESTACA.

Aunque se sabe por las teorías de Mecánica de -- Suelos que al efectuar una excavación en arcillas, en ese mismo momento se extrae el agua -- del subsuelo provocándose instantáneamente un abatimiento, sin necesidad de un bombeo previo, esta idea no es aplicable a las excavaciones -- del Metro, pues aunque se logre un abatimiento momentáneo, las presiones piezométricas de la -- arcilla del fondo de la excavación no se reducen, y el tiempo que necesariamente transcurre -- entre la excavación y la construcción produce -- una expansión y una reducción en la resistencia al corte que aumentará el riesgo contra una falla.

Por esta razón y en base tanto a las experiencias obtenidas durante las excavaciones subterráneas de las Líneas 1, 2, 3, 5 y 6, como del comportamiento posterior de las estructuras de-

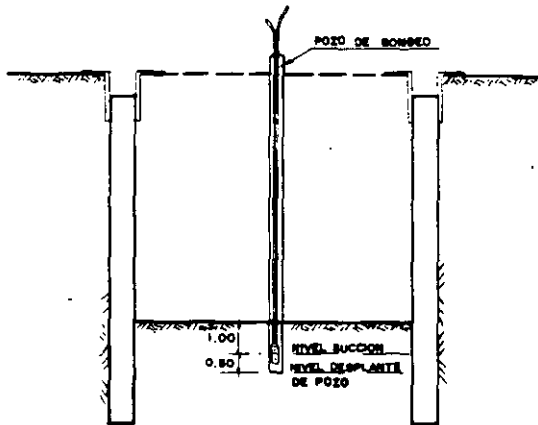


FIG. IX 4.- POZO DE BOMBEO TIPO

dichas Líneas, se puede asegurar que el bombeo del suelo por excavar es altamente benéfico para mejorar las condiciones de estabilidad durante la etapa más crítica como lo es la que corresponde a la excavación del fondo y en no pocos casos, el bombeo ha evitado fallas.

Debido a que el flujo que produce se genera principalmente a través de las microfisuras de la arcilla (referencia 10) y no por la masa de suelo cuya permeabilidad es muy baja, la experiencia ha demostrado que unos cuantos días de bombeo (entre 6 y 10) previos a la excavación, son suficientes para lograr los siguientes efectos.

- Reducir las presiones piezométricas en la arcilla ubicada abajo del fondo de la excavación.
- Evitar expansiones inmediatas excesivas en el fondo de la excavación.
- Mantener o garantizar el valor de la resistencia al corte de la arcilla del fondo durante el período crítico de excavación, ya que al disminuir la presión piezométrica, se incrementa la presión efectiva y se mantiene la resistencia al corte. Asimismo la reducción de la expansión ayuda también a mantener dicha resistencia.
- Disminuir la presión piezométrica en estratos arenosos ubicados por abajo de la excavación evitando con ello una falla por su presión. En estos casos siempre el muro tablestaca corta dichos estratos para evitar influencias en el exterior de la excavación.
- Generar fuerzas de filtración durante el bombeo en los taludes del frente de la ex-

cavación, que se oponen al sentido del deslizamiento mejorando y favoreciendo por tanto la estabilidad de dichos taludes.

- Finalmente, mantener la excavación seca o estanca facilitando y haciendo más eficiente la operación de la maquinaria de excavación. En una excavación sin bombeo previo, la arcilla se "embarra" a la herramienta de excavación, se requieren drenes laterales para evitar encharcamientos, el fondo se vuelve fangoso y las operaciones de excavación recuerdan los métodos "egipcios".

La experiencia ha demostrado en términos generales que si el bombeo se suspende al colar la losa de fondo en un lapso que no exceda entre los 20 y 25 días de bombeo total y el número de pozos en operación no excede de una distancia del orden del doble de la altura de excavación en torno a la zona que se excave, se obtiene un comportamiento satisfactorio durante la construcción y se evitan movimientos a largo plazo.

Los efectos anteriores, se confirman con lecturas de estaciones piezométricas instaladas en el interior y exterior de las excavaciones realizadas. Se comenta el caso de la Línea 1 en la zona de Pantitlán, donde el cajón localizado antes de la estación del mismo nombre tiene un ancho aproximado de 12m, la profundidad de la excavación fue de 8.70m, la resistencia al corte de la arcilla del fondo obtenida mediante la prueba de cono estático fue del orden de 1.5 ton/m² y los pozos de bombeo instalados aproximadamente a 8.0m de separación entre sí al tres bolillo, se empezaron a bombear 8 días antes de la excavación y se suspendieron transcurridos 15 días, fecha en que se coló la losa de fondo. En el cadenamiento 0+072, se instaló un piezómetro 1.0m abajo de la excavación por dentro de la misma y un piezómetro exterior a la excavación al mismo nivel que el interior tal como se indica en la figura IV-5.

Es importante mencionar que en esta zona se tiene la presencia de uno de los edificios del Colegio de Bachilleres de 3 niveles apoyado mediante un cajón de cimentación, el cual se localizó a 2.50m de la excavación. Las lecturas obtenidas, en los piezómetros y en "palomas" sobre el edificio se indican en la figura IV-6.

Como se observa en la figura IV-6 el piezómetro P-1 indica un abatimiento en la presión piezométrica antes de iniciar la excavación, tanto que en el piezómetro P-2 indica que no existe ningún abatimiento del nivel freático en el exterior.

Existen sin embargo algunos casos en que las juntas entre muros tablestaca son deficientes, originándose en ese sitio pequeñas filtraciones, en estos casos se debe proceder de inmediato a la reparación y sellado de dichas juntas para evitar efectos al exterior.

Es conveniente comentar que existe un grupo de técnicos que sostienen que el bombeo no produce los efectos antes descritos, y que por tanto puede eliminarse en aras de la economía, así-

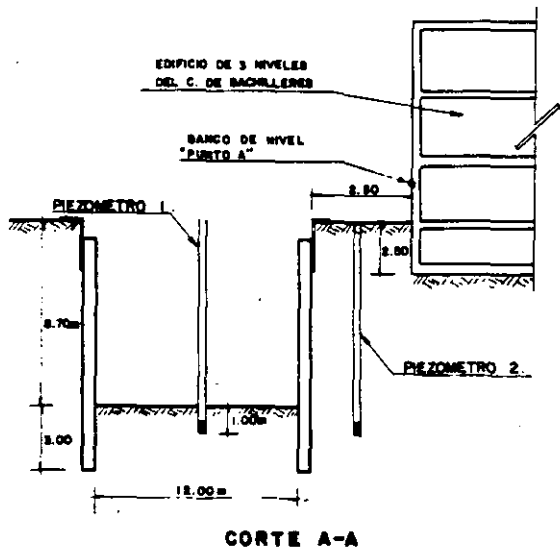
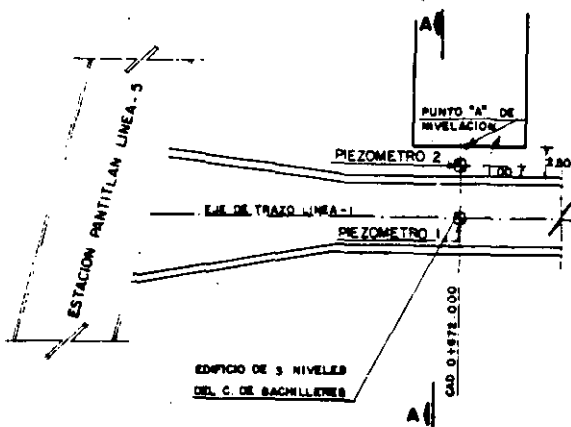


FIG. IX 5.- LOCALIZACION DE PIEZOMETROS Y BANCO DE NIVEL TRAMO: ZARAGOZA-PANTITLAN.

mismo consideran que los efectos no solo no son benéficos sino que han provocado daños a las estructuras vecinas. En vista de las experiencias obtenidas durante las excavaciones efectuadas con bombeo a lo largo de todos los kilómetros subterráneos de Metro actualmente en operación, los cuales fueron construidos satisfactoriamente dentro de condiciones aceptables de seguridad, demuestran que el bombeo es una herramienta usada por la Ingeniería moderna y que manejado dentro de las condiciones antes descritas no produce daños a las zonas vecinas.

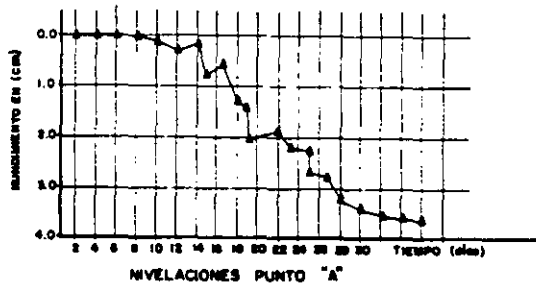
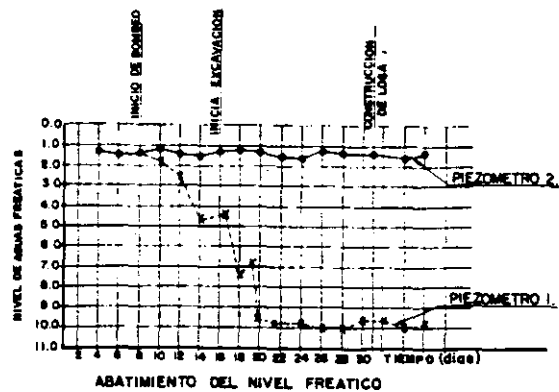


FIG. IX 6.- MEDICIONES REALIZADAS EN TRAMO: ZARAGOZA - PANTITLAN

IV.5.1. Bombeo electroosmótico.

Es importante mencionar que en zonas del lago de arcillas de muy baja resistencia al corte, se ha usado el bombeo electroosmótico con objeto de mejorar la resistencia al corte de las arcillas e incrementar el factor de seguridad contra falla de fondo.

Este bombeo se ha usado con éxito en la Estación Hangares de la Línea 5, en el subtramo Hangares-Santos Dumont de la misma Línea y en una parte del Tramo Zaragoza-Pantitlán de la Línea 1.

Las experiencias obtenidas pueden mencionarse a continuación:

El uso del bombeo electroosmótico durante un período aproximado de ocho días previos a la excavación, logró incrementar la resistencia al corte de la arcilla del Valle de México, en la mayoría de los casos cuando menos en un 20%.

El gradiente eléctrico que se ha aplicado para lograr este incremento varía entre 0.12 y 0.2 Volt/cm.

La duración del tratamiento electroosmótico previo a la excavación debe ser del orden de ocho días.

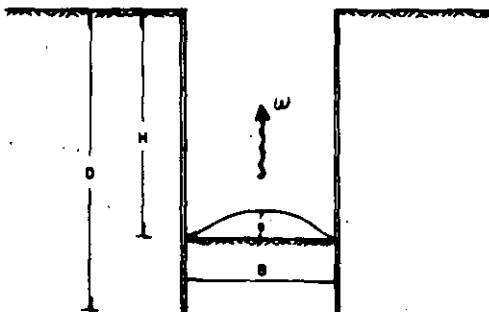
El incremento a la resistencia al corte de la arcilla se logra sin cambios apreciables en su contenido natural de agua. Se calcula una reducción de 3% del valor del contenido natural de agua después del bombeo, lo que implica que para las arcillas del Valle de México, cuyo coeficiente de permeabilidad es del orden de 10^{-7} cm/seg no se requiere extraer gran cantidad de agua para lograr un incremento en su resistencia al corte.

El tratamiento electroosmótico permite llevar a un talud de avance con una inclinación mayor a la que se lleva normalmente.

IV.6. Expansiones inmediatas.

En el caso de cajones cuya profundidad de desplante queda alojada en suelos arcillosos es necesario determinar el orden de magnitud de las expansiones inmediatas que se presentan durante la excavación, con objeto de lograr que sean de la menor magnitud posible.

Las expansiones inmediatas que se presentan en el fondo de la excavación son de tipo elástico y están en función de la magnitud de la descarga y de las dimensiones del área de descarga, tal como se muestra en la figura IV-7.



- SIMBOLOGIA**
- e - EXPANSION INMEDIATA
 - W - PESO DEL SUELO EXCAVADO
 - H - PROF. DE EXCAVACION
 - D - PROF. DE MURO DE CONTENCIÓN
 - B - ANCHO DE EXCAVACION

FIG. IX 7.- EXPANSIONES INMEDIATAS

La expresión para valuar la expansión inmediata "e" se deriva de la teoría de la elasticidad:

$$e = \frac{q B}{E} (1 - n^2) I_w$$

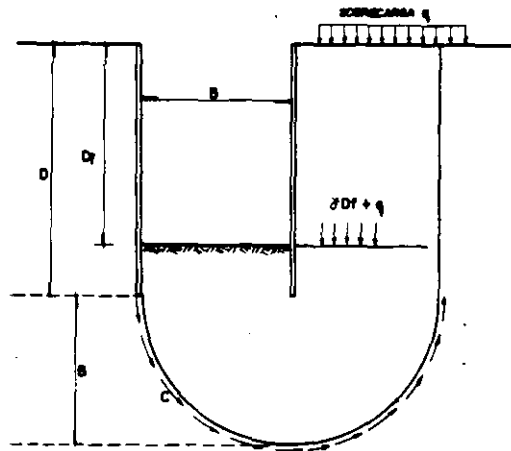
Donde "q" representa la descarga producida al

nivel de desplante de la excavación, "B" es la dimensión menor de la excavación, "n" es el módulo de Poisson del material existente al nivel de desplante, "I_w" es un factor que depende de las dimensiones de la excavación considerando esta como cimentación flexible y "E" es el módulo de deformación del material existente al nivel de desplante obtenido de gráficas esfuerzo-deformación de pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas, generalmente en los tramos de Metro, las expansiones inmediatas no deben exceder de ciertos valores los cuales varían de la Zona del Lago a la Zona de Transición y para el primer caso es aceptable un valor límite del orden de 10cm y para el segundo de 5cm.

Para reducir la magnitud de las expansiones inmediatas en casos extremos, se recurre al uso del bombeo y a la reducción del área excavada.

IV.7. Falla de fondo.

Un aspecto importante de considerar en el estudio de estabilidad de excavación además en arcillas es la falla de fondo. Esta falla se presenta cuando la excavación alcanza un nivel crítico tal que el peso del suelo exterior a los muros de la excavación (fuerza motriz) es equilibrado por la resistencia al corte del suelo generada a lo largo de una superficie prácticamente circular (fuerza resistente), la falla ocurre cuando las fuerzas motrices son iguales a las fuerzas resistentes. Ver figura IV-8.



- SIMBOLOGIA:**
- D - PROF. DE EXCAVACION
 - D_p - PROF. DE DESPLANTE
 - B - ANCHO DE EXCAVACION
 - c - COEFICION
 - γ - PESO VOLUMETRICO

FIG. IX 8.- FALLA POR EL FONDO

Sin embargo, antes de que la falla se presente, puede ocurrir que la arcilla, cercana al fondo, inicie un proceso de plastificación que viene aparejado con la presencia de hundimientos en la zona circundante a la excavación. La forma de evitar esta plastificación, fue propuesta por Peck en 1969, a través del concepto del número de estabilidad "Ne". De acuerdo con las experiencias recopiladas por Peck en múltiples excavaciones en arcillas realizadas en todo el mundo, concluyó que cuando el valor de "Ne" no excede de aproximadamente 4, el suelo no se plastifica.

El valor de Ne está definido como:

$$Ne = \frac{\gamma H}{c}$$

Donde H la profundidad de la excavación, " γ " es el peso volumétrico del suelo exterior y " c " es la cohesión de la arcilla por debajo del fondo.

Las consecuencias que se derivan de una falla de fondo pueden ser de suma gravedad, provocando la pérdida de vidas humanas y fallas en las estructuras, cuando éstas están ubicadas a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma. Tal como se observa en la figura IV-8.

El factor de seguridad "F.S." contra el levantamiento del fondo se valúa de acuerdo con el criterio propuesto por Bjerrum y Eide.

$$F.S. = \frac{cNc}{\gamma H + q}$$

Donde "q" es el valor de la sobrecarga que hubiera en las cercanías de la excavación, y "Nc" es el factor de capacidad de carga de Skempton que depende de la relación "D" y "L" y "L" es la longitud de la excavación en el sentido perpendicular al papel (figura IV-8).

Cuando la relación "L" es igual a la unidad (excavación cuadrada) el valor de Nc es máximo, lo que incrementa el valor del Factor de Seguridad, de ahí que una de las formas de evitar el riesgo contra una falla de fondo, es realizar las excavaciones en etapas lo más cortas posibles.

En base a las experiencias obtenidas en las excavaciones del Metro se ha observado que un valor de 1.5 para el Factor de Seguridad parece ser suficiente en todos los casos para lograr buenas condiciones de estabilidad.

Algunas excavaciones del Metro como cárcamos, nichos, pasarelas y los propios tramos, alcanzan profundidades hasta de 14 o 15m, y en no pocos casos estas excavaciones tuvieron que hacerse en arcillas extremadamente blandas.

En ciertos casos, hubo necesidad de trabajar con factores de seguridad más bajos que los mínimos deseables. Bajo estas condiciones el

bombeo representó siempre un apoyo a la estabilidad del fondo siendo necesario recurrir a medidas tendientes a incrementar el factor de seguridad tales como:

- etapas reducidas de excavación.
- bombeo electroosmótico
- gran restricción en el tiempo de construcción de la losa de fondo.
- descargas del suelo perimetral a la excavación.
- colados de lastres de concreto pobre en excavaciones inundadas en casos críticos.

Adicionalmente, se realizaron nivelaciones del suelo superficial perimetral a la excavación, con una gran frecuencia, con objeto de detectar cualquier situación crítica y evitar la consumación de la falla.

IV.8. Procedimiento constructivo.

El proceso constructivo de los tramos se lleva a cabo en etapas como se indica a continuación.

- 1.- La excavación se realizará manteniendo un talud en el frente de ataque de la excavación, en una longitud que generalmente varía entre 4 y 8 metros, dependiendo del tipo de suelo, hasta la profundidad correspondiente al 1er. nivel de puntales, se prosigue con la excavación en etapas sucesivas hasta alcanzar la profundidad del 2o. y 3er. niveles de puntales. Colocado el último nivel de puntales, se continúa con la excavación hasta alcanzar el máximo nivel.

Los puntales se colocan con una precarga con objeto de evitar deformaciones al suelo y a las estructuras vecinas.

Alcanzado el máximo nivel de excavación se procede de inmediato a colar una plantilla lastre de concreto pobre y el armado y colado de la losa de fondo.

Una vez fraguada la losa de fondo, se retiran los dos niveles inferiores de puntales y se procede con rapidez a la construcción de los muros interiores del cajón.

A continuación, se colocan tabletas de concreto preesforzado que forma una parte de la losa de techo la cual se complementa con el colado en sitio de un espesor de concreto reforzado. Concluido este colado se retira el nivel superior restante de puntales.

Todos los eventos anteriores se llevan a cabo en el menor tiempo posible debido a que cuando el efecto descarga-carga, al que se ve sometido el subsuelo, se lleva a cabo en un lapso reducido, las deformaciones que sufre la estructura y el suelo vecino durante y después de su construcción son mínimas, y la estabilidad de la excavación durante la construcción se garantiza.

En la figura IV-9 se observa la secuencia de

construcción antes descrita.

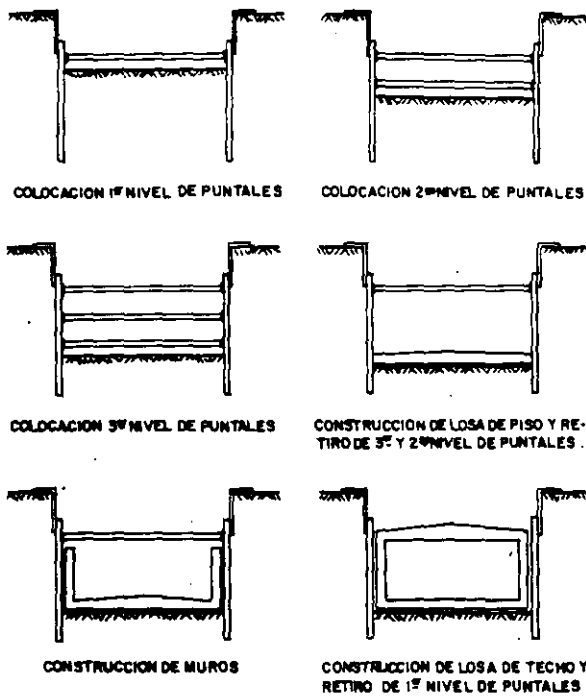


FIG. IV.9. - SECUENCIA DE EXCAVACION PARA CAJON

Quando la losa de techo alcanza la resistencia necesaria, se coloca el relleno superior y se restituye el pavimento,

Este proceso se lleva a cabo en forma secuencial en el sentido longitudinal de la Línea y en el número de frentes requeridos por los programas de obra.

La excavación se auxilia con el abatimiento del nivel freático, de acuerdo con las características mencionadas en el párrafo referente al bombeo.

IV.9. Empujes.

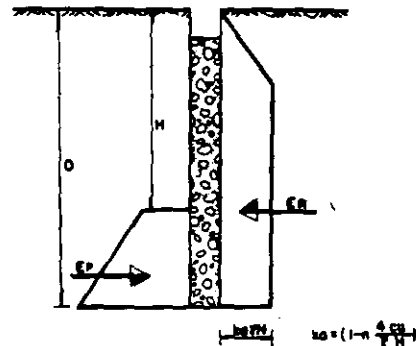
El muro de concreto que actúa como estructura de contención, esta sujeto a los empujes del suelo durante la etapa de excavación y a largo plazo.

De acuerdo con el proceso constructivo ya descrito, durante la excavación y durante la colocación de los puntales, se generan procesos de deformación que dependen fundamentalmente de la rigidez de la estructura de contención y de la rigidez del suelo, en otras palabras de la interacción suelo estructura; la determinación del empuje que se genera sobre la estructura de contención durante la época de cons---

trucción no es sencillo sin embargo se puede plantear el problema de la siguiente manera.

Al iniciar la excavación y antes de colocar el primer nivel de puntales, el suelo detras de la estructura, sufre una deformación hacia la excavación lo que significa que se genera una tendencia al empuje activo de Rankine. A continuación se coloca el primer nivel de puntales con una precarga hacia la masa de suelo, lo que genera deformaciones hacia el interior de la excavación en una franja horizontal de influencia; esta precarga produce una tendencia al empuje pasivo de Rankine del suelo sobre el muro.

El proceso continua hasta llegar al fondo y el patrón de deformaciones y empujes es similar al ya descrito. Este hecho fue observado y medido por primera vez por Terzaghi en las excavaciones apuntaladas del Metro de Chicago en 1936 y de ahí propuso un diagrama de empuje que lo llamo "redistribuido". Peck en 1960 mejorando estas ideas y con gran cantidad de información obtenida de excavaciones apuntaladas en todo el mundo, adaptó el diagrama de empuje redistribuido para arcillas propuesto por Terzaghi y es el que se ha usado en el diseño del Metro para la condición de corto plazo, el cual se muestra en la Figura VI-10.



Ep = EMPUJE PASIVO
Ea = EMPUJE REDISTRIBUIDO

FIG. IX 10.- DIAGRAMAS TÍPICOS DE EMPUJES REDISTRIBUIDO Y PASIVO.

En el diagrama anterior "n" es un factor que depende del tipo de suelo y del tipo de rigidez de la estructura de contención.

La parte inferior de la tablestaca conocida comúnmente como "pata", queda sujeta en la parte abajo de la excavación a un empuje pasivo como se indica en la figura IV-10.

Es importante mencionar que adicionalmente al empuje redistribuido, se toma en cuenta el empuje que producen las sobrecargas de tránsito de maquinaria o de vehículos y de estructuras vecinas cercanas a la excavación.

El análisis estructural a corto plazo se hace bajo las condiciones de cargas indicadas en dicha figura.

A largo plazo, el empuje que actúa sobre el cajón ya construido es el empuje en reposo más efecto de empujes de tránsito de vehículos. La figura VI-11 muestra esta condición.

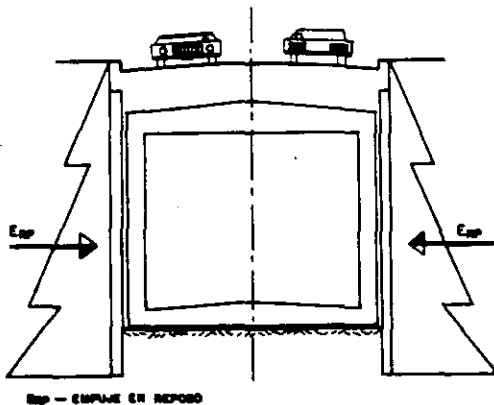


FIG. IX II.- DIAGRAMA TÍPICO DE EMPUJE EN REPOSO.

IV.10. Estaciones.

Las Estaciones plantean un problema de estabilidad y excavación especial, ya que comprenden grandes áreas por excavar y plantean algunos problemas en su construcción y apuntalamiento.

En lo que sigue describiremos, con objeto de ejemplificar en términos generales, los análisis y recomendaciones del proceso constructivo de la Estación subterránea Hangares de la Línea 5 construida en una de las zonas de arcillas más blandas de la ciudad.

La Estación se construyó en arcillas blandas típicas de la ciudad; tiene una longitud de 150m y está formada por un cajón de concreto reforzado. Consta, como se observa en la figura IV-12, de una zona central donde se alojan los vestíbulos y cuartos técnicos, la cual se desplantó a 6.50m de profundidad y constituye la parte más ancha de la Estación; una pasarela profunda para cambio de andén, la cual se desplanto a 11.50m de profundidad y tiene un ancho de 6.0m y la zo-

na de andenes en los extremos oriente y poniente de la Estación, la cual se desplantó a 8.0m de profundidad y tiene un ancho de 15.30m.

La Estación se excavó en la "Formación Arcillosa Superior" constituida por arcillas blandas compresibles típicas de la ciudad. En esa zona el contenido natural de agua varía entre 350% y 500% y su relación de vacíos entre 8 y 12. Su peso volumétrico es en promedio de 1.15 ton/m³ y su resistencia al corte varía entre 1.3 y 2.2 ton/m², excepto en la arcilla vecina a la "Capadura", cuya resistencia al corte aumenta hasta alcanzar valores de 3.0 y 4.0 ton/m².

Se tuvo especial cuidado en que la sobrecompensación no excediera en más de 1.5 ton/m², en todas las zonas de la Estación en vista de que la experiencia en otras estructuras sobrecompensadas de la Zona del Lago acusan un mal comportamiento cuando el peso de suelo excavado exceda en más de 1.5 ton/m² el peso de la estructura.

Bajo estas condiciones fue necesario colocar el máximo peso posible en la estructura colocando lastres de concreto, rellenos, muros y losas de piso y techo con espesores variables entre 60 y 100cm. Con el valor de la sobrecompensación de 1.5 ton/m² se procedió a valorar las expansiones a largo plazo por medio de la teoría de Consolidación de Terzaghi obteniendo expansiones variables entre 12.1cm en la zona de andenes y 29.5cm en la zona central, las cuales, según los análisis, se presentarían durante un período variable entre 8 y 12 años que corresponde a la consolidación primaria. Lo anterior significa que la variación en la pendiente de proyecto de las vías será apenas de 0.1% entre la zona central y los extremos de la Estación en el período mencionado. En la figura IV-12 se indican los valores de las expansiones obtenidas a largo plazo para diferentes puntos de la Estación.

Se calculó el empuje que se ejercerá a largo plazo sobre los muros de la Estación en contacto con la arcilla, valor y distribución se indican en la figura IV-13.

Para evitar la flotación se revisó que el peso de la estructura fuera superior a 1.2 veces el empuje hidrostático ascendente ejercido sobre la losa de fondo considerando el nivel freático más alto registrado en la zona.

- a) Análisis para las etapas de excavación y construcción.

Con objeto de evitar grandes movimientos se decidió construir la Estación usando una estructura de contención constituida por muros de concreto armado (muros-tablestaca) colados en zanja bajo lodo bentonítico hasta una profundidad de 2.50m-abajo de la máxima profundidad de excavación y de una longitud de tablero igual a 6.0m, la excavación de la arcilla dentro de la estructura de contención se llevo a cabo colocando tres niveles de puntales a medida que la excavación se profundizó, se analizó la magnitud de los empujes sobre los muros, la estabilidad del talud de avance, la estabilidad del fondo de excavación, las expansiones inmediatas del tipo elástico y se estudió el sistema de bombeo.

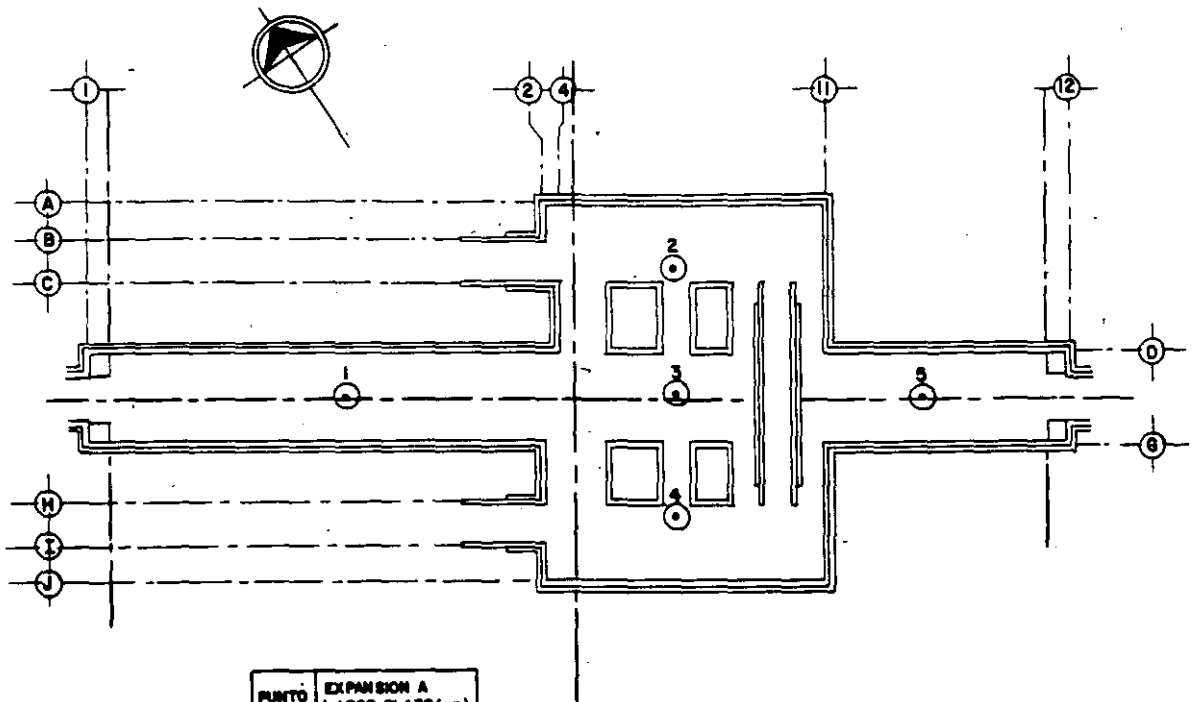


FIG. IX 12.- EXPANSIONES A LARGO PLAZO EN ESTACION HANGARES

El empuje redistribuido que se presenta sobre los muros tablestaca durante la construcción y el empuje pasivo en la pata, se muestra en la figura IV-13.

Se revisó que el talud de avance, durante la excavación tuviera una inclinación tal, que su factor de seguridad a corto plazo contra deslizamiento, aplicando el método Sueco fuera de 1.5 ó mayor; en estas condiciones y considerando que la adherencia entre la superficie del muro tablestaca y la arcilla del interior de la excavación contribuye a la resistencia al deslizamiento, se obtuvo un talud de una inclinación 1.25:1 (horizontal-vertical). Fig. IV-14.

El factor de seguridad (F.S.) obtenido contra el levantamiento del fondo de acuerdo con el criterio propuesto por Bjerrum y Eide y considerando la cohesión de la arcilla igual a 1.3 ton/m² fue de 0.99, por lo que se decidió aplicar bombeo electroosmótico para incrementar el factor de seguridad cuando menos un 20%.

b) Bombeo Electroosmótico.

Se instalaron pozos de bombeo haciendo perforaciones de 12" de diámetro hasta 4.0m abajo de la

máxima profundidad de excavación, dentro de las cuales se instaló un ademe metálico ranurado de 6" de diámetro colocando un filtro bien graduado de grava y arena entre el ademe y las paredes de la perforación. Dentro de los pozos se instalaron bombas de tipo eyector de 1" x 1 1/4".

Con objeto de aplicar el tratamiento electroosmótico se instalaron dentro de la arcilla varillas de acero de 3/4" a la misma profundidad de pozos. Tanto las varillas como los pozos se conectaron a un generador de corriente continua capaz de proporcionar un voltaje variable entre 60 y 80 volts. La separación entre los pozos (cátodo) y las varillas (ánodo) fue de 4.50m con objeto de proporcionar a las arcillas un gradiente eléctrico comprendido entre 0.12 y 0.15 volts/cm. El bombeo electroosmótico se aplicó durante un período de 10 días antes de iniciar la excavación y se mantuvo hasta la construcción de la losa de fondo, por lo que el período total de bombeo electroosmótico fue en promedio de 25 días. En la figura IV-15 se muestra la localización de los pozos de bombeo.

Las expansiones inmediatas "e_i", que se presentaron en el fondo de la excavación se calcularon por medio de la teoría elástica.

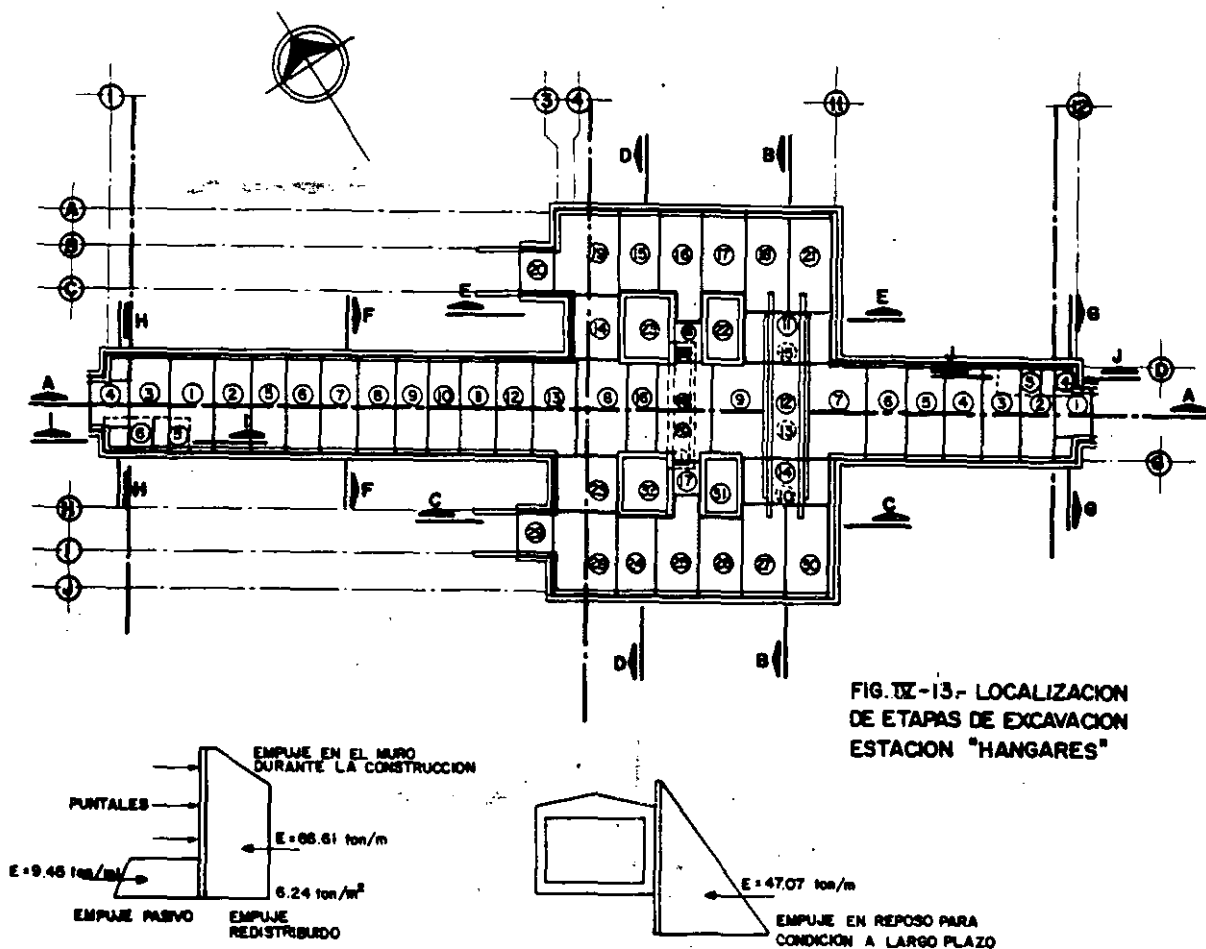


FIG. IV-13- LOCALIZACION DE ETAPAS DE EXCAVACION ESTACION "HANGARES"

Para el caso de la Estación Hangares se propusieron etapas de excavación de 7.0m de longitud con objeto de evitar expansiones inmediatas excesivas y de disminuir el riesgo de falla de fondo. Bajo estas condiciones se obtuvo un valor de la expansión inmediata de 23cm. En la figura IV-16 se muestra la magnitud de la expansión inmediata producida y la variación con el tiempo de las expansiones medidas en el fondo de la excavación registradas en bancos de nivel instalados previamente. Se observa además que el valor máximo de expansión inmediata fue de 25.0cm que es muy similar al previsto.

c) Proceso constructivo.

En base a los análisis geotécnicos mencionados se procedió a elaborar el proceso constructivo, proponiendo la excavación por etapas de 7.0m de longitud en el orden que se indica en la figura IV-13. Asimismo se propuso el apuntalamiento localizando los puntales en planta y en corte como se indica en las figuras IV-17 y IV-18. En el proceso constructivo se tomaron en cuenta además los siguientes lineamientos generales.

- Los puntales se colocaron con una precarga de 30-toneladas cada uno y se instalaron tan pronto como la excavación descubrió los puntos de aplicación previstos.
 - Una vez alcanzado el fondo de la excavación de inmediato se procedió a colocar una "plantilla" de concreto pobre y a construir de inmediato la losa de piso. Se vigiló que estas operaciones se efectuaran en el mínimo tiempo posible (24 a 36 horas).
 - No se excavó ninguna etapa hasta no tener construida la losa de fondo de la etapa anterior.
 - Se construyeron los muros interiores y la losa de techo en períodos lo más corto posible (10 a 15 días) con objeto de restituir el peso de la arcilla y lograr en el menor tiempo una estructura rígida que disminuyera el valor de las expansiones.
- La excavación de la zona profunda de la pasarela de cambio de andén se programó al final para tener descargada toda el área vecina y evitar la falla de fondo.

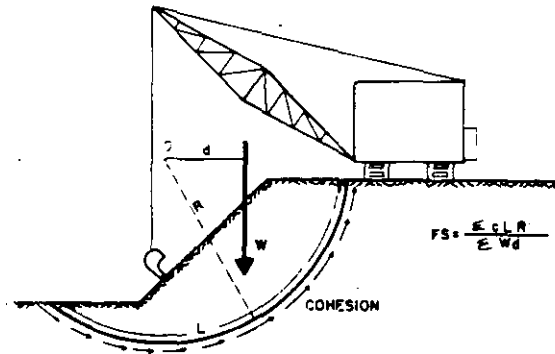
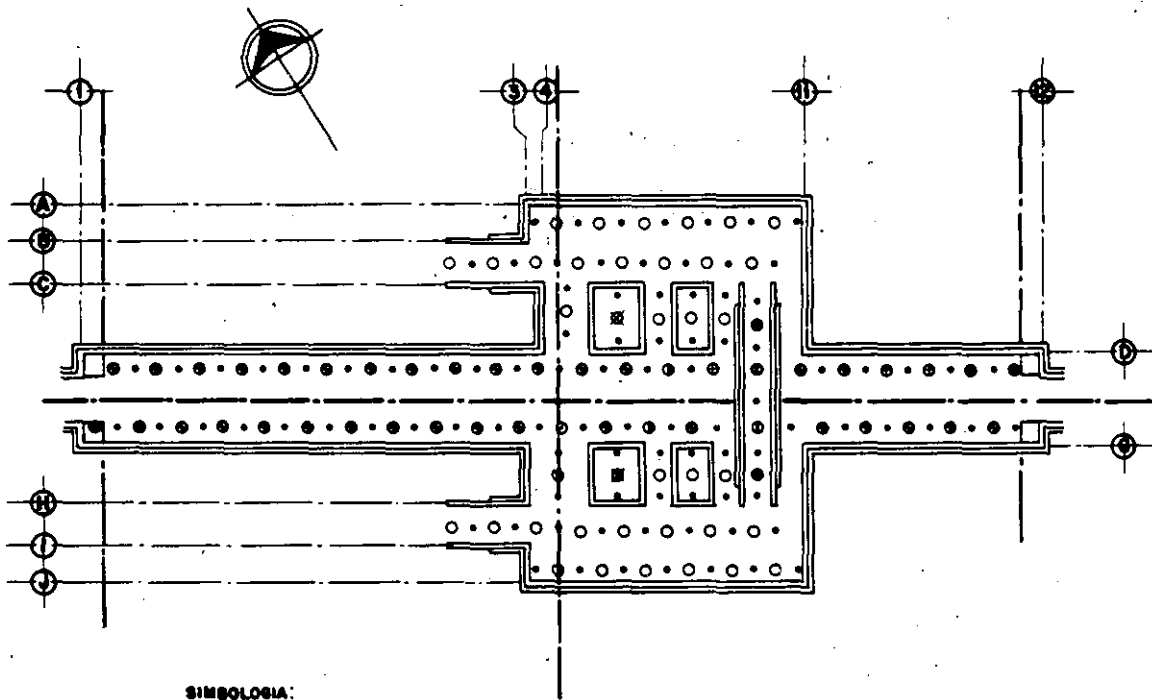


FIG. IX-14- ESTABILIDAD DE TALUDES



SIMBOLOGIA:

LAS PROFUNDIDADES DE LOS POZOS DE BOMBEO ESTAN REFERIDAS A LA COTA DE N.T.M. = 88.871.

PROFUNDIDAD POZO BOMBEO		PROFUNDIDAD POZO BOMBEO	
○	23.05 25.05	①	16.78 17.78
⊗	21.83 23.83	●	16.38 17.38
⊕	19.58 20.58	②	13.58 14.88
⊙	19.33 20.33	•	VARILLAS ANODO 8" x 1"

FIG. IX-15- LOCALIZACION DE POZOS CATODO Y VARILLAS ANODO PARA EL BOMBEO ELECTROMOTICO DE LA ESTACION "HANGARES".

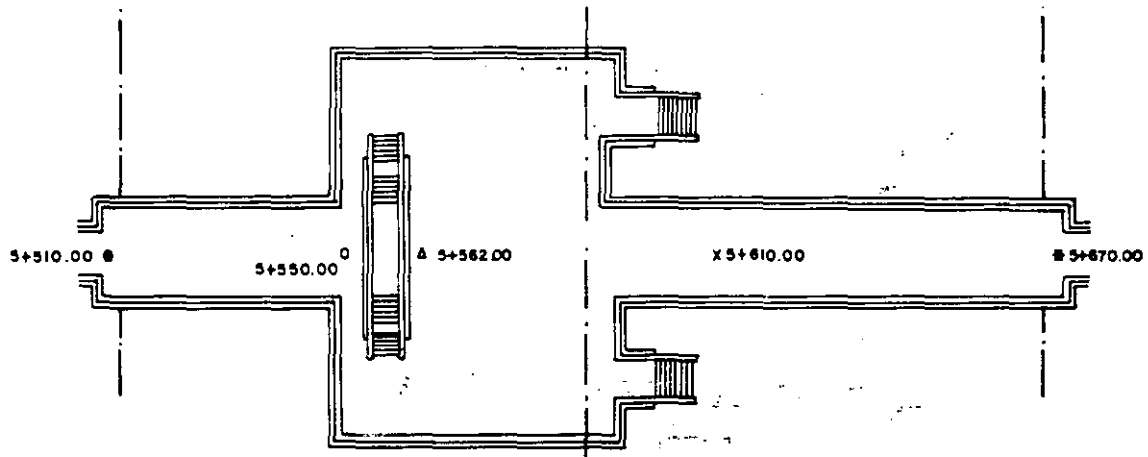
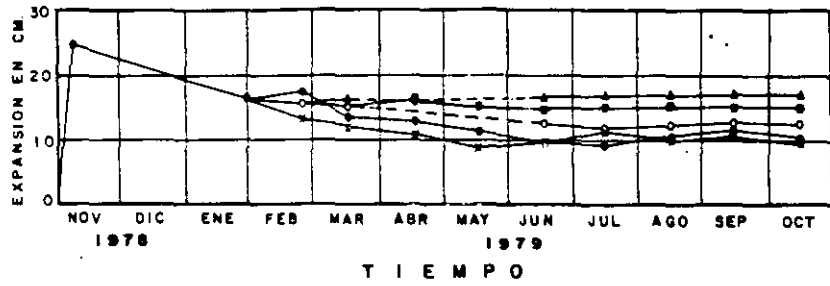


FIG. IX-16.- GRAFICA DE MOVIMIENTOS VERTICALES MEDIDOS EN ESTACION HANGARES

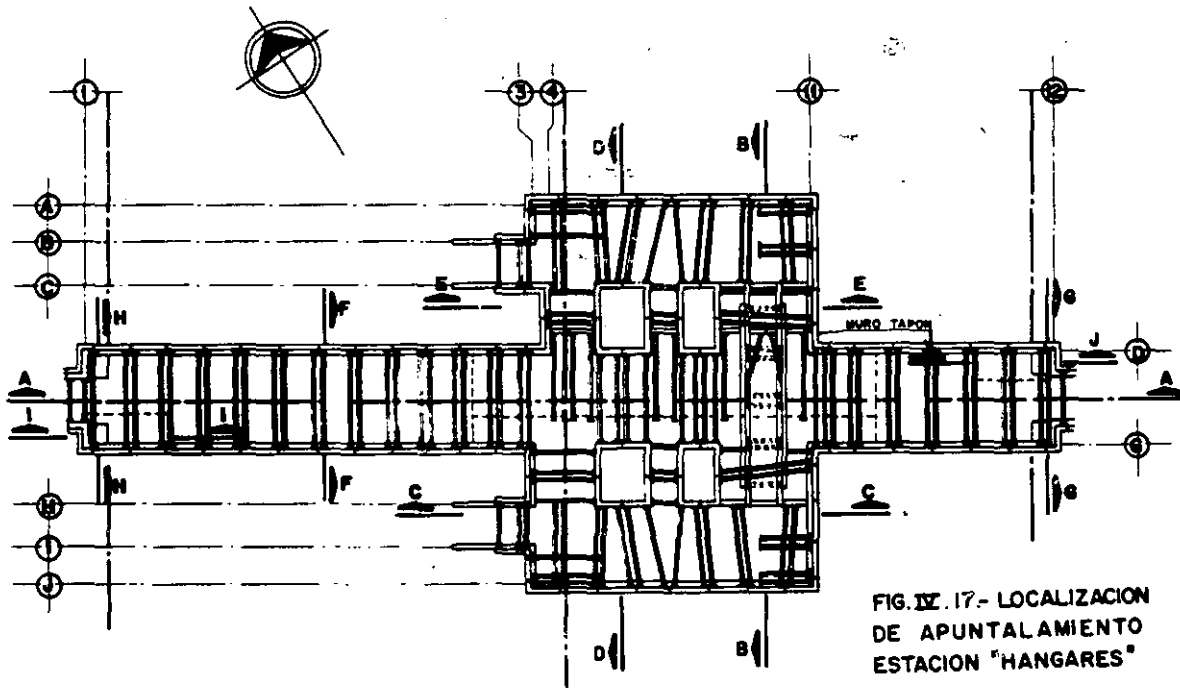


FIG. IX. 17.- LOCALIZACION DE APUNTALAMIENTO ESTACION "HANGARES"

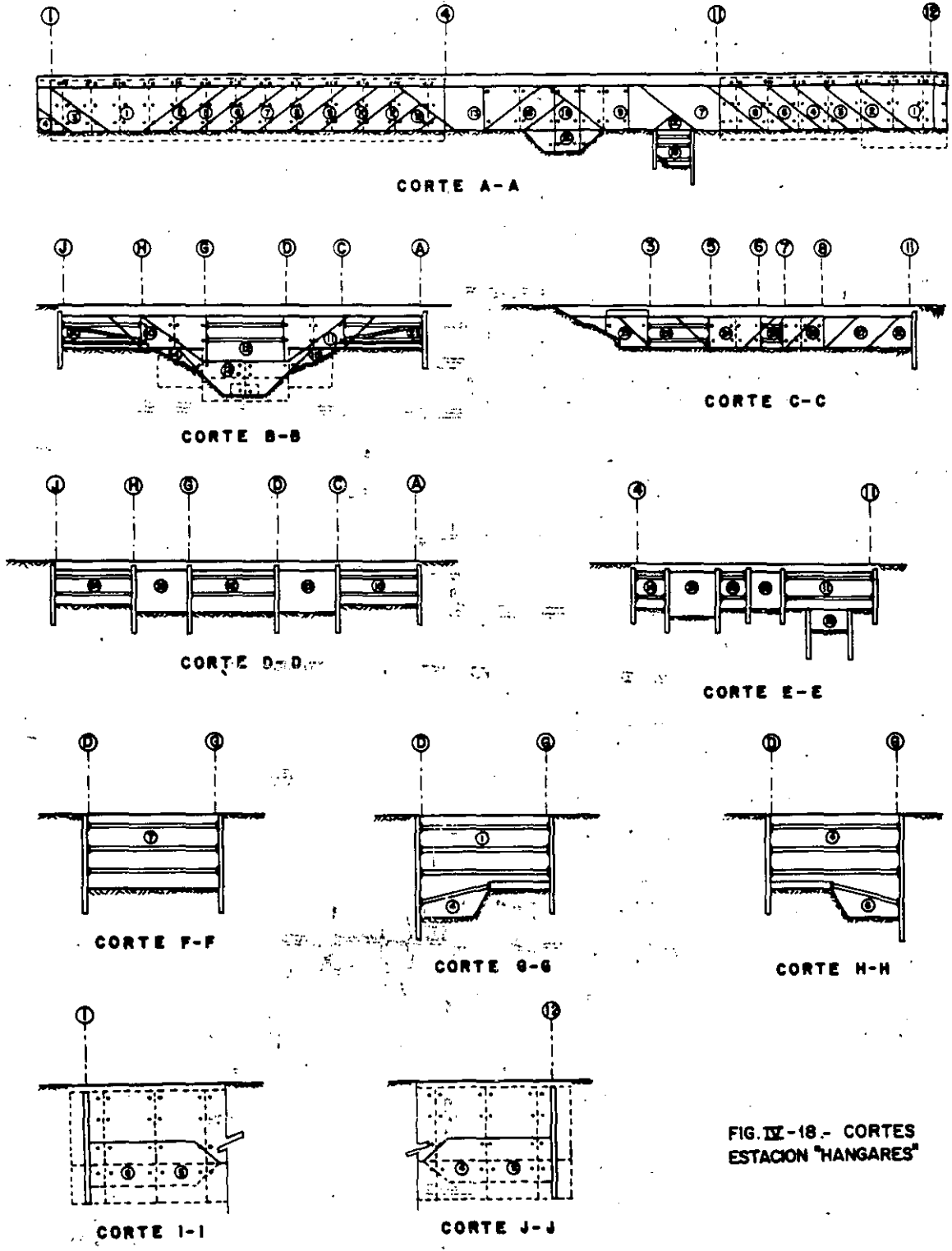


FIG. IX-18.- CORTES ESTACION "HANGARES"

Bajo los lineamientos anteriores se logró la construcción de la estructura de la Estación en un período de 10 meses aproximadamente sin presentar problemas graves que hubieran puesto en peligro la estabilidad de la Estación ni las construcciones vecinas, a pesar de la baja resistencia al corte de la arcilla.

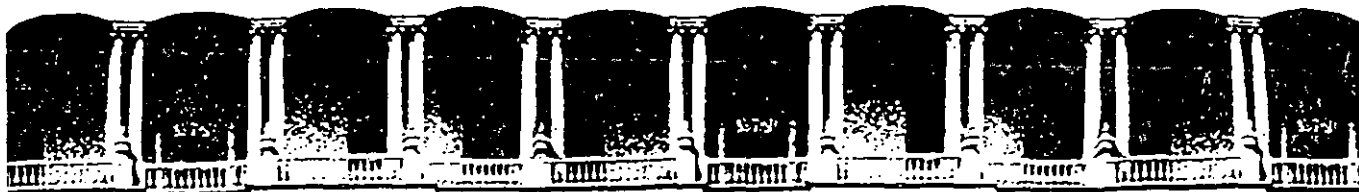
AGRADECIMIENTOS:

El autor agradece la invaluable colaboración de los Ingenieros Carlos Yzquierdo López, Luis Germán Fraustro Díaz y José Luis Báez Díaz gracias a quienes pudo llevarse a cabo este escrito ya que no escatimaron esfuerzos y utilizando sus tiempos de descanso le dieron forma a este trabajo. Gracias a estos compañeros de trabajo y amigos.

Asimismo el autor agradece a los señores Miguel Zamora Vega, Sergio Resendiz R. y José Luis González F. por la elaboración de los dibujos y a la Srita. Ma. Luisa Parada P. por su trabajo mecanográfico.

REFERENCIAS:

1. ARCHIVO INTERNO DE ISTIME, S. A. "Especificaciones de Mecánica de Suelos para la construcción del Metro" sin publicar.
2. BJERRUM L. y EIDE O. "Stability Struttred Excavations in Clay" Geotechnique No. 6; Londres 1956.
3. BOWLES J. E. "Foundation Analysis and Design McGraw Hill, 1968.
4. COVITUR "Estudios de origen y destino". México - 1983.
5. DIAZ CANALES M., RODRIGUEZ L. B. y RUELAS M. S. - "Análisis de la cimentación de la solución elevada del Metro de la Ciudad de México". III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia - Michoacan. Marzo 1982.
6. ESTRADA G.H., VIEITEZ U. L. y TAMEZ G. E. - - "Soil Mechanics in the design and construction of the Metropolitan Transportation System of Mexico-City.- Contribución de ISTIME al VII ICSMFE - México 1969.
7. MARSAL R. y MAZARI M. "El subsuelo de la Ciudad de México" Contribución del Instituto de Ingeniería de la UNAM al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, México 2a. Edición 1969.
8. PECK R. B. "Deep Excavations and Tunneling in soft Ground" State of Art Report, VII ICSMFE, - México 1969.
9. RODRIGUEZ L. B. y RUELAS M. S. "Medición de la capacidad de carga en pilotes de adherencia en arcillas blandas". III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Morelia Michoacan, Marzo - 1982.
10. SANTOYO E. "Empleo del cono estático en un túnel de la Ciudad de México". X Congreso Nacional de Mecánica de Suelos, Morelia Michoacan, Noviembre-1980.
11. RODRIGUEZ L.B., RUELAS M. S. y ESCAMILLA A. J. - "Excavaciones profundas para el Metro de la Ciudad de México empleando Electrosmosis" VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Lima Perú, Diciembre 1979.
12. SCHMITTER J. J. "Cohesión de la Arcilla del Valle de México, correlaciones entre los resultados de tres Métodos para determinarla". Información Técnica No. 4, del Grupo ICA, 1976, sin publicar.
13. TERZAGHI K. y PECK R. B. "Soil Mechancs in Engineering Practice, 2a. Edition 1967.



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

CURSOS ABIERTOS

**V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA
DE SUELOS**

**MODULO III
LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS
SUPERFICIALES**

A N E X O

OCTUBRE 1992

STATE OF NEW YORK
IN SENATE
January 11, 1911.

REPORT OF THE

COMMISSIONERS OF THE LAND OFFICE

IN RESPONSE TO A RESOLUTION PASSED BY THE SENATE

ON JANUARY 11, 1910.

ALBANY:

AND

SYRACUSE:

THE UNIVERSITY PRESS, 1911.

PRINTED BY THE UNIVERSITY PRESS, ALBANY, N. Y.

RECEIVED JAN 11 1911

STATE OF NEW YORK

IN SENATE

JANUARY 11, 1911.

REPORT OF THE

COMMISSIONERS OF THE LAND OFFICE

IN RESPONSE TO A RESOLUTION PASSED BY THE SENATE

**DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL
V CURSO INTERNACIONAL DE MECANICA DE SUELOS
MODULO III, LA MECANICA DE SUELOS APLICADA AL DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE OBRAS SUPERFICIALES
DEL 19 AL 23 DE OCTUBRE DE 1992.**

- 1.- BAJO SOTO JORGE LUIS
- 2.- BRIONES RIVAS ISMAEL
JEFE DE INSTRUCTORES
FNM
DOMICILIO CONOCIDO EN BUENA VISTA, TEL. 565 75 82 DOM.
- 3.- CACHO VAZQUEZ ALFONSO
CATEDRATICO
U.N.A.M., CD. UNIVERSITARIA, D.F., TEL. 595 88 14 OFNA.
- 4.- CHINAS AGUILAR HERIBERTO
SUPERVISOR DE OBRAS
PEMEX
GALEANA 305, 3A, COL. CENTRO, CARDENAS. TABASCO.
TEL. 209 49 OFNA.
- 5.- CORNEJO CORIA JORGE
JEFE DE OFICINA
D.G.A.C. (STC)
AV. FUERZA AEREA MEXICANA No. 235, COL. FEDERAL, DELEG.
G. A. MADERO, C.P. 16520, TEL. 762 95 58 OFNA.
- 6.- ESCALANTE DOMINGUEZ EDUARDO JOSE MANUEL
JEFE DE UNIDAD DE LABORATORIOS
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSURGENTES ESQUINA OAXACA, CENTRO, TEPIC, NAYARIT
TEL. 330 07 OFNA.
- 7.- HERNANDEZ CARREON JOSE CRUZ
JEFE DE LA UNIDAD DE ESTUDIOS
CENTRO S.C.T. GUANAJUATO
KM. 5 CARR. GTO - J. ROSAS. COL. MARFIL, GUANAJUATO,
GTO., C.P. 36250, TEL. 258 04 OFNA.
- 8.- HERNANDEZ GARCIA SALVADOR J.
ESPECIALISTA TECNICO D
PEMEX
AV. RODOLFO RUIZ CORTINEZ No. 332, COL. CASA BLANCA
TEL. 14 15 99 OFNA.
- 9.- JUAREZ BAILON FERNANDO A.
- 10.- LOPEZ VAZQUEZ LUIS EDMUNDO
COORDINADOR ESPECIALIZADO
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
AV. CUYDACAN 1895, COL. ACACIAS, DELEG. BENITO JUAREZ,
C.P. 03240, TEL. 524 56 99

- 11.- LLAMAS HÜBNER PEDRO
SUPERVISOR
PETROLEOS MEXICANOS
AV. MARINA NACIONAL No. 329, COL. VERONICA ANZURES,
DELEG. CUAUHEMOC, C.P. 11311, TEL. 203 52 26 EXT. 25822
- 12.- MUÑOZ CORREA JAIME
ENCARGADO DE GEOTECNIA
SCT, SALTILLO, COAHUILA
- 13.- PARRA MORENO SECUNDINO
JEFE DE DEPARTAMENTO
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
PRIVADA DEL CAMINERO 17, COL. PRIMERO DE MAYO, TABASCO
TEL. 562 12 OFNA.
- 14.- PARRA PALMAR SALVADOR
INGENIERO DE PROYECTOS
MARAVEN LAGUNILLAS
MARAVEN, LAGUNILLAS VENEZUELA, TEL. (061)-205 311 OFNA.
- 15.- RIVERA MALERBA H. ALFREDO
SUPERVISOR DE OBRAS
PETROLEOS MEXICANOS
AV. MARINA NACIONAL 329, COL. VERONICA ANZURES, DELEG.
CUAUHEMOC, C.P. 11311, TEL. 203 52 26 EXT. 25822 OFNA.
- 16.- RIVERA PEREZ JULIO CESAR
INGENIERO ESPECIALISTA
FEMEX
BOULEVARD A.R.C. No. 332, COL. CASA BLANCA, VILLAHERMOSA
TABASCO, TEL. 12 04 74 OFNA.
- 17.- RODRIGUEZ COLORADO JOSE DEL CARMEN
INGENIERO ESPECIALISTA
PETROLEOS MEXICANOS
AV. ADOLFO RUIZ CORTINEZ 332, COL. CASA BLANCA,
VILLAHERMOSA, TAB. TEL. 12 04 74 OFNA.
- 18.- SANCHEZ SALAS MINERVA
ESPECIALISTA TEC.
SCT. D.H. SERVICIOS TEC.
AV. COYOACAN No. 1835, 1er. FISO, COL. ACACIAS, DELEG.
COYOACAN, C.P. 14000, TEL. 529 61 10 OFNA.