



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

**CURSOS ABIERTOS**

**GEOLOGIA AMBIENTAL**

**DR. JAIME RUEDA GAXIOLA  
ING. JUAN SANCHEZ PEREZ**

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
CURSOS ABIERTOS  
**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

3 y 4 de mayo de 1994.

DIRECTORIO DE PROFESORES

1. Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo  
Director General  
Raúl Vicente Orozco Santoyo y Cia., S.A. C.V.  
Hacienda Chapa 5  
Prado Coapa  
Tel. 671 41 14
  
2. Ing. Ricardo Torres Velázquez  
Pioneros del Cooperativismo 145, casa 1  
Col. México Nuevo  
54500 Atizapán de Zaragoza, Edo. de México  
Tel. 671 95 40

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA  
 CURSOS ABIERTOS  
**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**  
 3 y 4 de abril de 1994.

F E C H A	H O R A R I O	T E M A	P R O F E S O R
Martes 3	9;00 a 14;00 hrs.	Introducción Nivel de calidad Control de Calidad Estapas de control Concretos hidraulicos	Ing. Raúl V. Orozco Santoyo
	15;00 a 18;00 hrs.	Suelos finos compactados Criterios de aceptación y rechazo Concretos asfálticos	Ing. Raúl V. Orozco Santoyo
Miércoles 4	9;00 a 13;00 hrs.	Pavimentos	Ing. Raúl V. Orozco Santoyo
	13;00 a 14;00 hrs.	Simulaciones	Ing. Ricardo Torres Velázquez
	15;00 a 17;00 hrs.	Canales	Ing. Raúl V. Orozco Santoyo
	17;00 a 18;00 hrs.	Secuencia de actividades para las responsabilidades de la realización de una obra civil.	Ing. Raúl V. Orozco Santoyo

# EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

SU EVALUACION SINCERA NOS AYUDARA A MEJORAR LOS PROGRAMAS POSTERIORES QUE DISEÑAREMOS PARA USTED.

Curso Control de Calidad en Obras Civiles.

3 y 4 de mayo de 1994.

T E M A		ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL TEMA	GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL TEMA	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL TEMA	UTILIDAD PRACTICA DEL TEMA	
1	Introducción					
2	Nivel de calidad, control de calidad Etapas de contro, Concretos Hidraulicos.					
3	Suelos finos compactados, criterios de aceptación y rechazo, Concretos Asfálticos.					
4	Pavimentos, simulaciones, canales, Secuencia de actividades para las responsabilidades de la realización de una obra civil.					
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10						

EVALUACION DEL CURSO

C O N C E P T O		
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO EN EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO EN EL CURSO	
EVALUACION TOTAL		

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10





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

**CURSOS ABIERTOS  
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

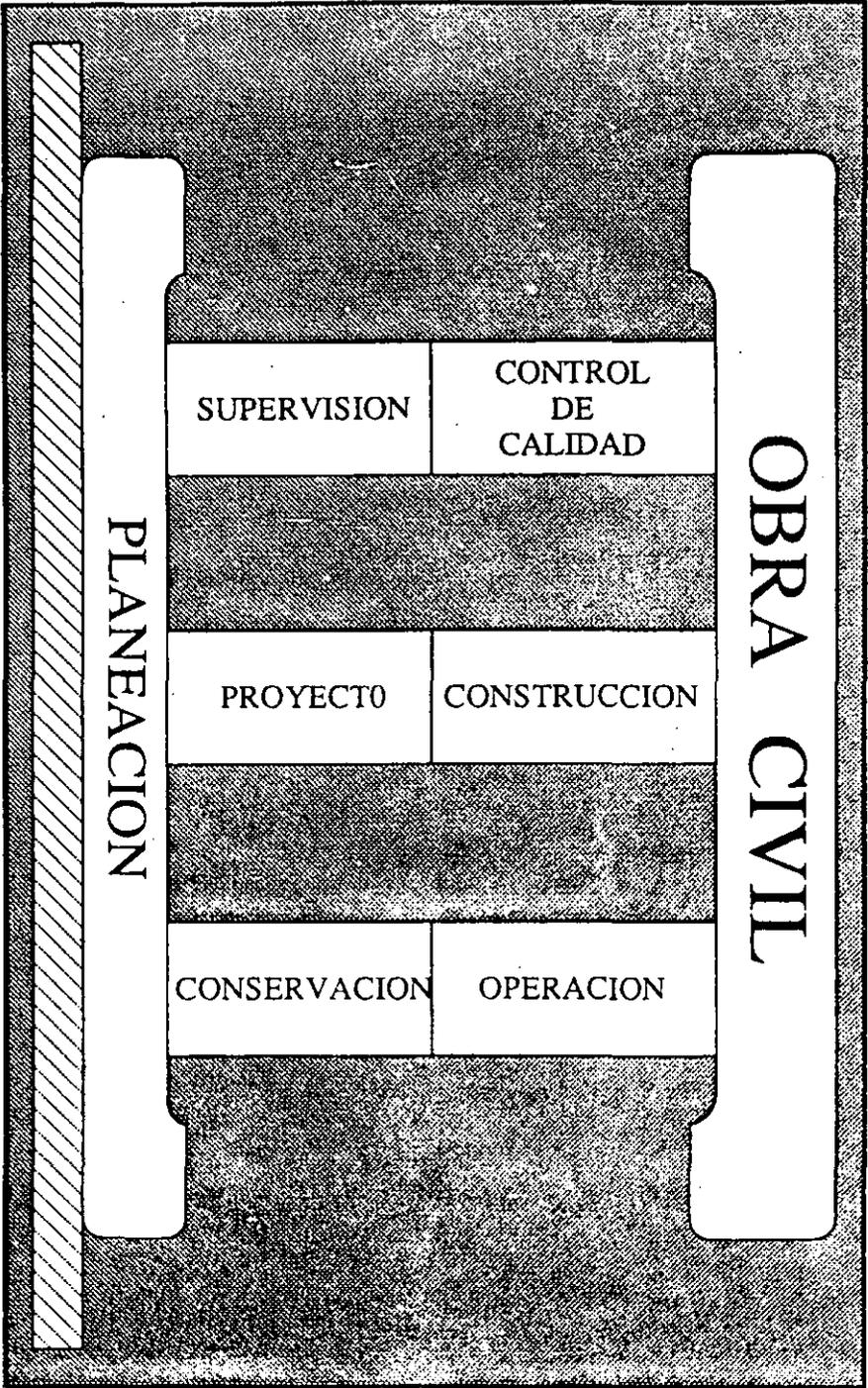
**ESTABILIDAD DE UNA OBRA CIVIL**

**ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO**

**MAYO 1994**

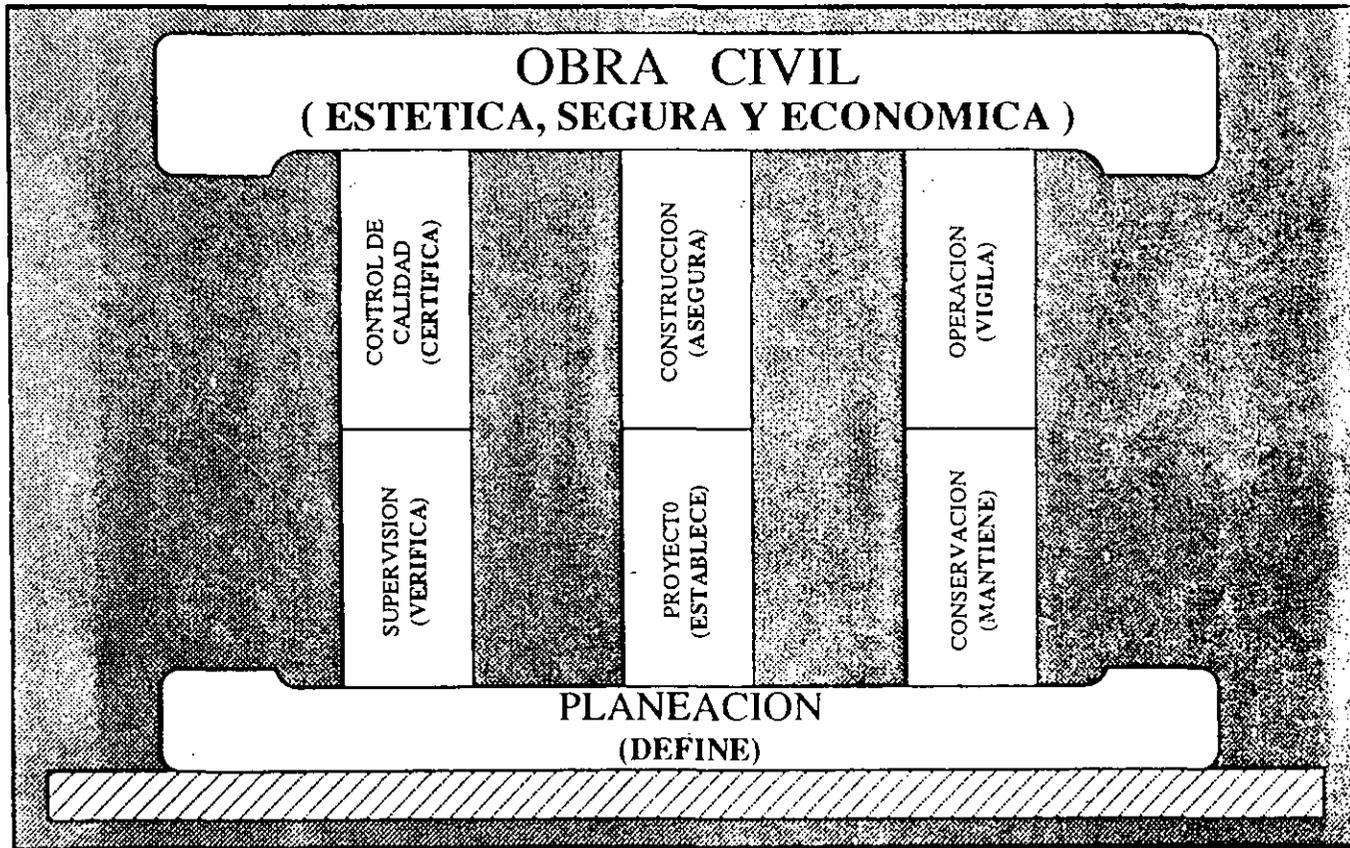
Palacio de Minería    Calle de Tacuba 5    Primer piso    Deleg. Cuauhtémoc 06000    México, D.F.    APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955    512-5121    521-7335    521-1987    Fax 510-0573    521-4020 AL 26

# ESTABILIDAD DE UNA OBRA CIVIL



# NIVEL DE CALIDAD

( GEOMETRIA, ACABADOS Y MATERIALES )



20/11/92



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

**CURSOS ABIERTOS  
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**EL CONTROL DE CALIDAD EN LA ESTRUCTURACION DE LOS PAVIMENTOS  
(COMENTARIOS)**

**ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO**

**MAYO 1994**

Palacio de Minería    Calle de Tacuba 5    Primer piso    Deleg. Cuauhtémoc 06000    México, D.F.    APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955    512-5121    521-7335    521-1987    Fax 510-0573    521-4020 AL 26

## COMENTARIOS

M.I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

Dentro de los temas presentados en esta Mesa # 4 sobre el control de calidad en la estructuración de los pavimentos, es muy pertinente distinguir 3 *etapas de control* que están implícitas, pero que conviene separarlas en secuencia, de acuerdo con los enfoques racionales del auténtico control de calidad (Refs. # 1 a 6).

Las etapas de control de calidad a que me refiero se ilustran en la Tabla 1 y son las siguientes:

- a) **Etapa de previsión.** Se refiere a las actividades en que se pueden escoger los materiales *antes* de su explotación, transporte, mezcla (con o sin agua, cemento Portland o asfáltico), colocación, "bandeo" y/o compactación. En otras palabras, el control de los materiales *antes* de la construcción servirá para aceptarlos como ingredientes *separados* y es muy conveniente que esto ocurra precisamente en las fuentes de suministro, para evitar desperdicios en tiempo, dinero y energía. ¿Para qué descartar un material al "pie de la obra", cuando se sabe que está "defectuoso" desde su origen? Si los materiales son aceptados *antes* de su transporte, también deben serlo en el sitio de construcción o en la planta de procesamiento o mezclado, a no ser que sean "contaminados" por descuido con otros materiales o materias extrañas. Es obvio que en esta etapa de previsión se presenta la única oportunidad de aceptar, desechar o mejorar los materiales *previamente* a la construcción.

Las cartas de control son magníficos auxiliares para asegurar los niveles de calidad que se fijan en el proyecto. Estas deberán actualizarse diariamente para cada parámetro básico que se estipule (contenidos de grava, arena y finos; humedades en el banco y en el sitio; índice plástico y límites de consistencia: líquido y plástico; contracción lineal y equivalente de arena; módulos de finura de la grava y la arena; tamaños máximos y mínimos de los fragmentos de roca; coeficientes de uniformidad y curvatura de la grava-arena; contenido de partículas deleznable o deletéreas; pesos volumétricos, densidades y absorciones; etc.).

Respecto a los estudios previos de los bancos, que incluyen su potencialidad y variabilidad (según señaló el Ing. Gabriel Gutiérrez Rocha), deberán incluirse por rutina los aspectos geológicos y los análisis petrográficos de los materiales para juzgar la durabilidad de las capas en los pavimentos, principalmente de la carpeta asfáltica. Por ejemplo, muchas veces confundimos los basaltos recientes con las andesitas o los basaltos muy antiguos que contienen minerales expansivos (tipo zeolita), los cuales son muy ávidos de agua y rompen a los agregados, con el deterioro consecuente y la desintegración paulatina de la carpeta asfáltica.

En esta etapa de previsión se deben conocer a fondo y mucho *antes* de la construcción, las dosificaciones básicas de los ingredientes, acordes con el equipo e instalaciones seleccionados.

**b) Etapa de acción.** Se refiere a la verdadera actividad de aceptación, corrección y/o rechazo *durante* la construcción. Una vez que se han aceptado los ingredientes separados en la etapa anterior (previsión), se procede al *mezclado* de los mismos, actividad que define el momento de inicio al proceso constructivo, el cual no debe interrumpirse sino terminarse. En esta etapa de acción no se deben rechazar los materiales separados; es decir, los ingredientes ya pueden *mezclarse*. A partir de tramos de prueba, que incluyan correlaciones entre el número de pasadas del equipo compactador y las deflexiones con la viga Benkelman (según apuntó el Ing. Carlos Fernández Loaiza), en esta etapa de acción se decide si se logra el acomodo o la compacidad deseada, para proceder a los ajustes pertinentes *durante* la ejecución de la obra.

Las cartas de control deben estar disponibles en el momento de la ejecución y deben marcarse con claridad las zonas de aceptación, corrección y rechazo, para llevar continuamente las gráficas de tendencias de los últimos 5 valores consecutivos de cada parámetro. Todas las cartas de control deberán tenerse siempre en la obra y actualizarse diariamente, para que el control de calidad sea ágil y oportuno. Esto requiere el apoyo de equipos de medición avanzados en tecnología, para que proporcionen datos inmediatos después del proceso de compactación, como los medidores nucleares de pesos volumétricos, humedades y contenidos de cemento asfáltico. En el caso del concreto hidráulico tradicional (plástico), el concreto compactado con rodillo (CCR) o las sub-bases rigidizadas con cemento (SBR), se recomiendan las pruebas de "inmersión" para conocer rápidamente la

composición de las mezclas, efectuadas además de los ensayos rutinarios convencionales.

- c) **Etapa de historia.** Se refiere al registro histórico de la información requerida por el proyecto, *después* de que el proceso constructivo ya ha concluido. En la etapa anterior (acción), la aceptación y/o el rechazo deberán ocurrir precisamente en el momento de la construcción y no después.

Las cartas de control relativas a la etapa de historia se requieren para análisis estadísticos e informes y son útiles también para retroalimentar al proyecto.

También conviene hacer énfasis en los siguientes puntos básicos (Refs. # 1 a 6):

- a) El proyectista tiene que establecer con toda claridad (en los planos y en las especificaciones) el nivel de calidad que se debe asegurar durante la construcción de un pavimento. El nivel de calidad viene siendo el conjunto de características cualitativas y cuantitativas que deben satisfacer los materiales, las instalaciones y los 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.

- b) El nivel de calidad implica el establecimiento del criterio (o los criterios) de aceptación, corrección y/o rechazo, mediante el valor medio de la característica a medir (compacidad, humedad, resistencia, permeabilidad, etc.) y su desviación estándar o coeficiente de variación (como medidas de dispersión de valores). 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 vaya asegurando el nivel de calidad estipulado, especialmente en las capas ya compactadas.
- c) El control de calidad debe incluir todas las operaciones inherentes al muestreo, el ensaye, la inspección y la 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, el controlador de calidad (responsable del control de calidad) deberá realizar 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 al responsable de la construcción para que, con debido conocimiento, actúe en plan correctivo, oportuno y eficaz, a fin de evitar defectos en métodos constructivos.

d) El concepto de "calidad" tiene que estar presente en todas las actividades, desde que se gesta y concibe la idea (obra) hasta que se realiza. Debe "infiltrarse" en todas las personas que de un modo u otro intervienen en el logro de una obra y "reflejarse" claramente en sus propias actitudes, durante el proyecto, la supervisión, el control de calidad, la construcción y la conservación de la misma.

Para finalizar, conviene que en cada caso particular se establezca el sistema detallado de supervisión y control de calidad propio de la obra, donde deben intervenir también el proyectista y el constructor. Es importante definir las principales actividades de los responsables de la obra, así como la secuencia más recomendable de las mismas, como se ilustra en las Tablas 2 y 3 (Ref. 4)

## REFERENCIAS

---

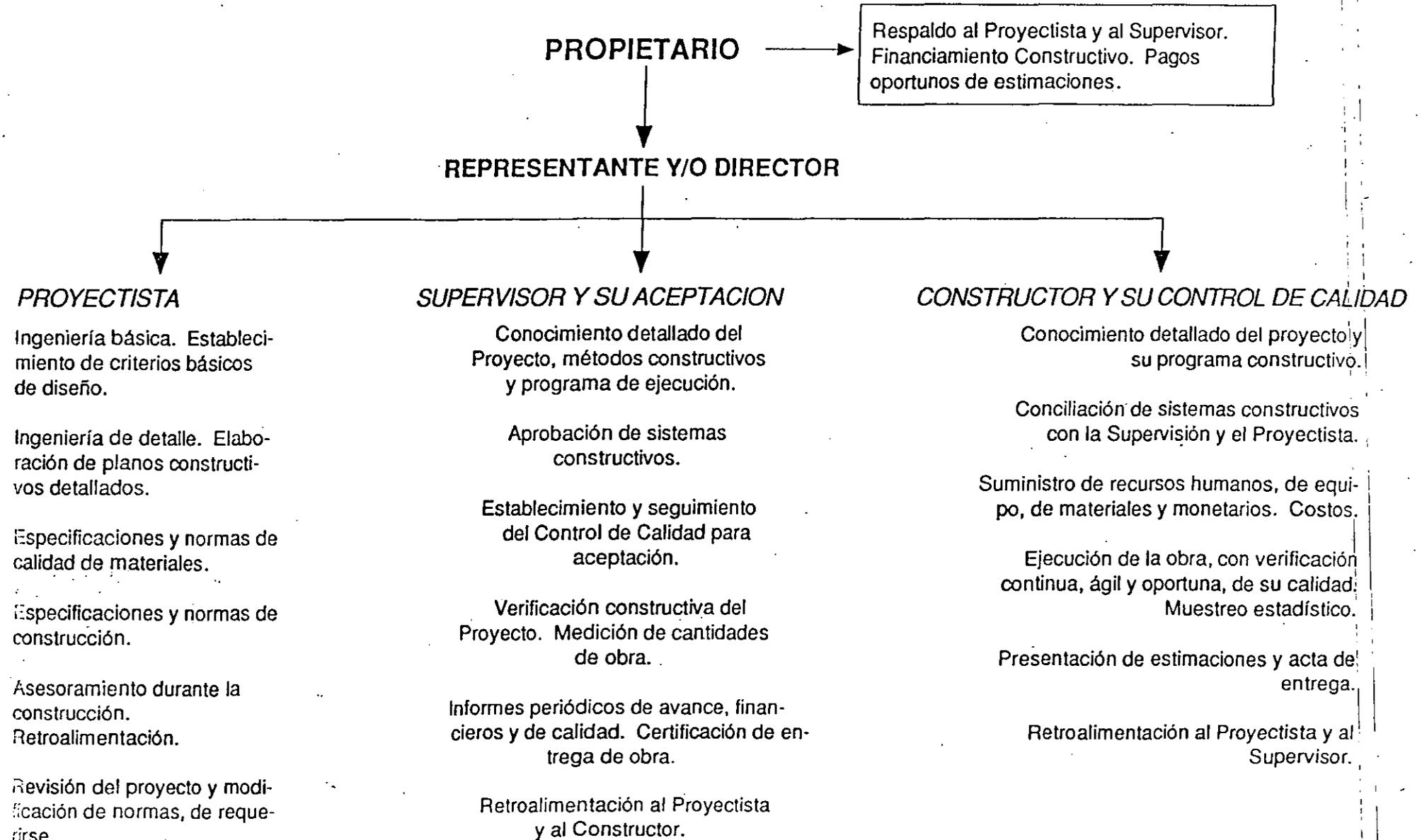
1. Orozco S., R. V. "Reflexiones sobre Control de Calidad". Conferencia presentada en la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de México, A.C. Revista mexicana de Ingeniería y Arquitectura. Vol. LVI # 2. México, D.F. Abr.-Jun. 1977.
2. Orozco S., R. V. "Compactación y Control de Calidad". IX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Mérida, Yuc. 1978.
3. Orozco S., R. V. "Criterios Básicos de Control de Calidad". Asociación Mexicana de Caminos. México, D.F. 1980.
4. Orozco S., R. V. "Construcción y Control de Calidad de Pavimentos". XIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Mazatlán, Sin. Nov. 1986.
5. Orozco S., R. V. "Filosofía del Control de Calidad en Ingeniería" CPFISC-Colegio de Ingenieros Civiles del Edo. de Morelos. Ago. 30, 1991.
6. R.V. Orozco y Cía., S.A. de C.V. "Criterios Básicos para el Proyecto, la Construcción y la Operación de Presas de Jales". Cámara Minera de México. México, D.F. Sep. 1991

TABLA I ETAPAS DEL CONTROL DE CALIDAD

ETAPA	CONSTRUCCION	INGREDIENTES	INFORMES Y ANALISIS ESTADISTICOS	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	GRAVA-ARENA-FINOS A COMPACTAR, CON O SIN AGUA O CEMENTO (*); MEZCLAS DE CONCRETO (*)
HISTORIA	DESPUES	TRANSFORMADOS (NUEVO MATERIAL)	INFORME Y ANALISIS ESTADISTICO	COMPACIDAD Y CONTENIDO DE AGUA O ASFALTO EN LAS CAPAS; RESISTENCIAS O RIGIDECES DEL CONCRETO (*)

(\*) HIDRAULICO O ASFALTICO

**TABLA 2 ACTIVIDADES PRINCIPALES DE LOS RESPONSABLES DE LA OBRA**



**TABLA 3 SECUENCIA RECOMENDABLE DE ACTIVIDADES INHERENTES A LOS RESPONSABLES DE UNA OBRA**

<b><i>SECUENCIA</i></b>	<b><i>RESPONSABLE</i></b>	<b><i>ACTIVIDAD</i></b>
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



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

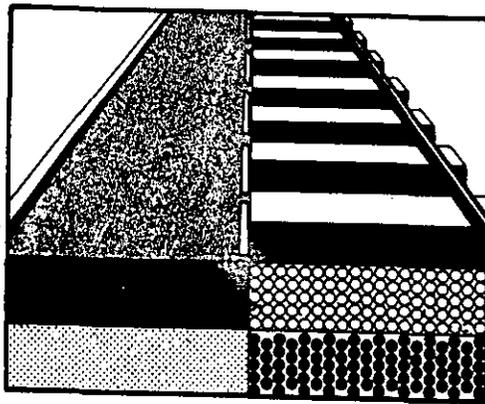
**CURSOS ABIERTOS**

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**XIII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS**

**ING. RAUL V. OROZCO SANTOYO**

# XIII REUNION NACIONAL DE MECANICA DE SUELOS



MAZATLAN

VOLUMEN 1

SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A. C.

1986

# 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 nó 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 1 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.

## 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 sí 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*

Quando 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) *CARACTERISTICAS 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 compactación 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 compactación 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 compactación 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) Etapa 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) Etapa 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 compactada tendrá el espesor, compactación, 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

La Etapa de Historia sólo sirve para fines estadísticos y de retroalimentación.

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.

### 4.3) Etapa de Historia

Empieza 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 compacidad (Refs. 2 a 7), íntimamente 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 actuales.

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 ( $\gamma_L$ ) -

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 ( $\gamma_d$ ) -

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 ( $\gamma_T$ ) -

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 ( $\gamma_s$ ):-

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 ( $\gamma_s$ ) y el peso específico del líquido ( $\gamma_L$ ).

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_L} \quad (10)$$

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):

$$C + n = 1 \quad (11)$$

$$C = \frac{1}{1 + e} \quad (12)$$

$$C = \frac{n}{e} \quad (13)$$

$$C = \frac{\gamma_d}{s} = \frac{\gamma_d}{G_s \gamma_L} \quad (14)$$

$$C = \frac{1}{1 + \frac{C_L}{S_r} G_s} \quad (15)$$

### 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/m<sup>2</sup>), 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 CAS<sub>1</sub> 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 CAS<sub>2</sub> (Lámina 4). Después, se empalma el diagrama CAS<sub>2</sub> sobre el CAS<sub>1</sub> 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<sub>M</sub> = módulo Marshall, kg/cm<sup>2</sup>
- 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/cm<sup>2</sup>) es superior al obtenido de un "corazón" en el campo (200 kg/cm<sup>2</sup>).

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 Cía., S.A. de C.V. (1986).

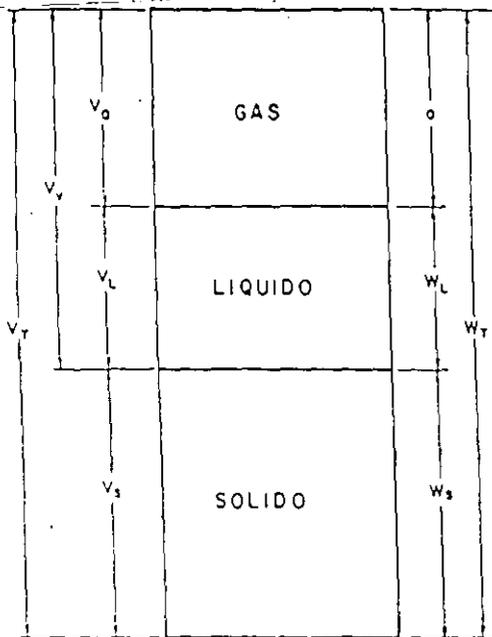
"Control de Calidad Aeropuerto de Mazatlán, Sin."  
Aeropuertos y Servicios Auxiliares (ASA).  
México, D.F.

- 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.



Compacidad

Porosidad

Relación de vacíos

Peso específico del líquido

Contenido de líquido

Grado de saturación

Peso volumétrico seco

Peso volumétrico total

Peso volumétrico del sólido

Densidad relativa del sólido

$$C = \frac{V_s}{V_T}$$

$$n = \frac{V_v}{V_T}$$

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

$$\gamma_L = \frac{W_L}{V_L}$$

$$C_L = \frac{W_L}{W_s}$$

$$S_r = \frac{V_L}{V_v}$$

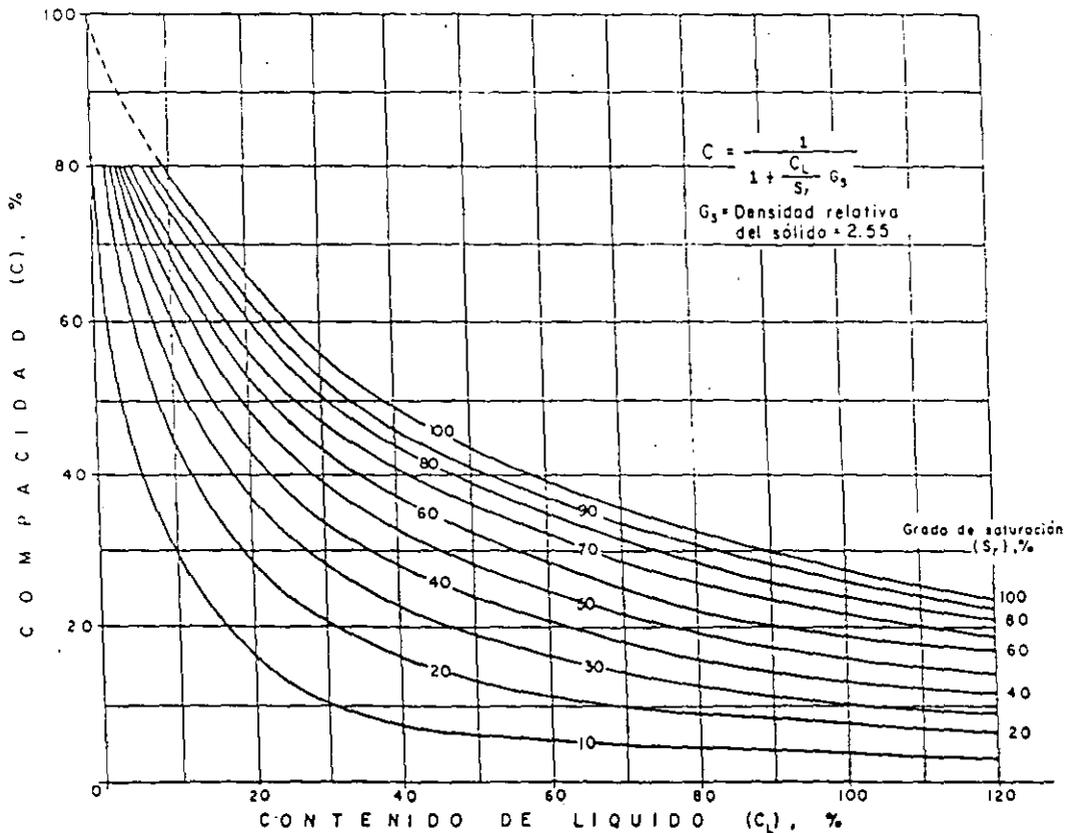
$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_T}$$

$$\gamma_m = \frac{W_T}{V_T}$$

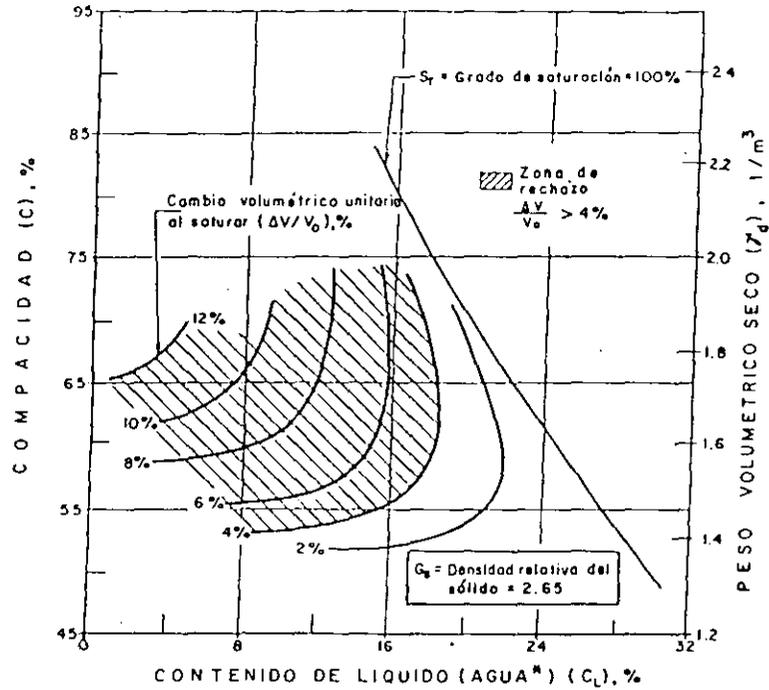
$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_L}$$

LAMINA 1.- Definiciones gravimétricas fundamentales en una mezcla.

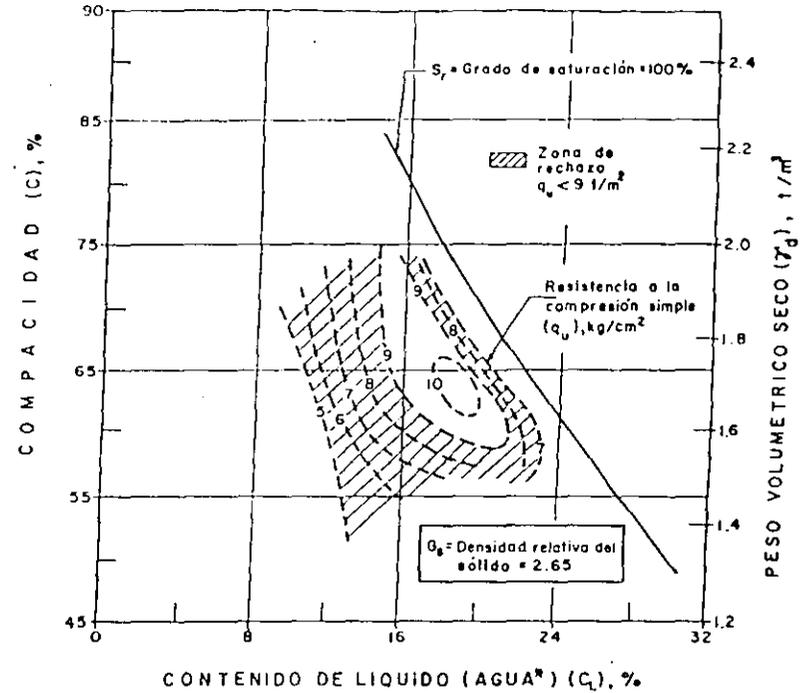


LAMINA 2.- Diagrama CAS (Compacidad-Agua(o Asfalto)-Saturación)



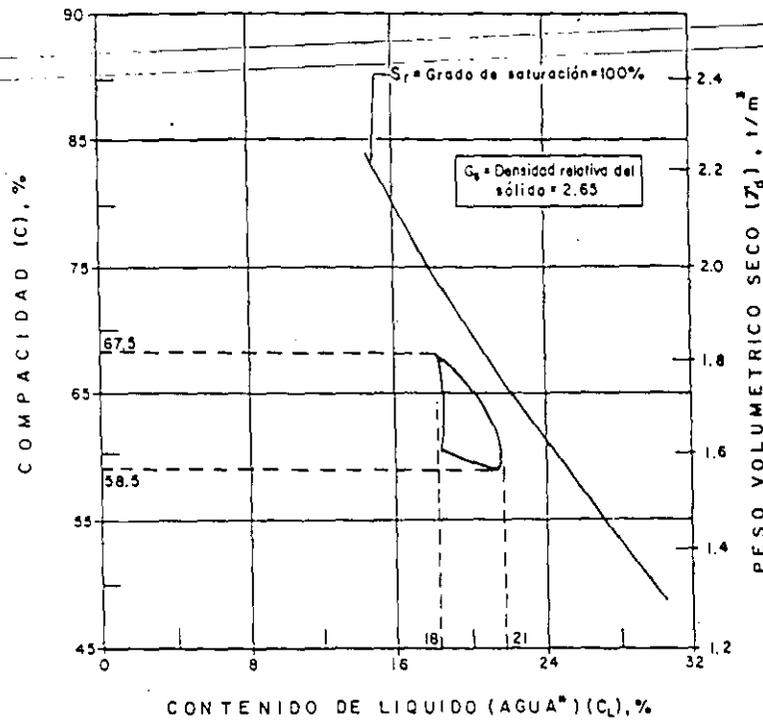
LAMINA 3.- Diagrama CAS<sub>1</sub>-Curvas de igual cambio volumétrico al saturar un suelo compactado (Ref. 3)

\* En Mecánica de Suelos, el contenido de agua o humedad se designa con el símbolo  $w$



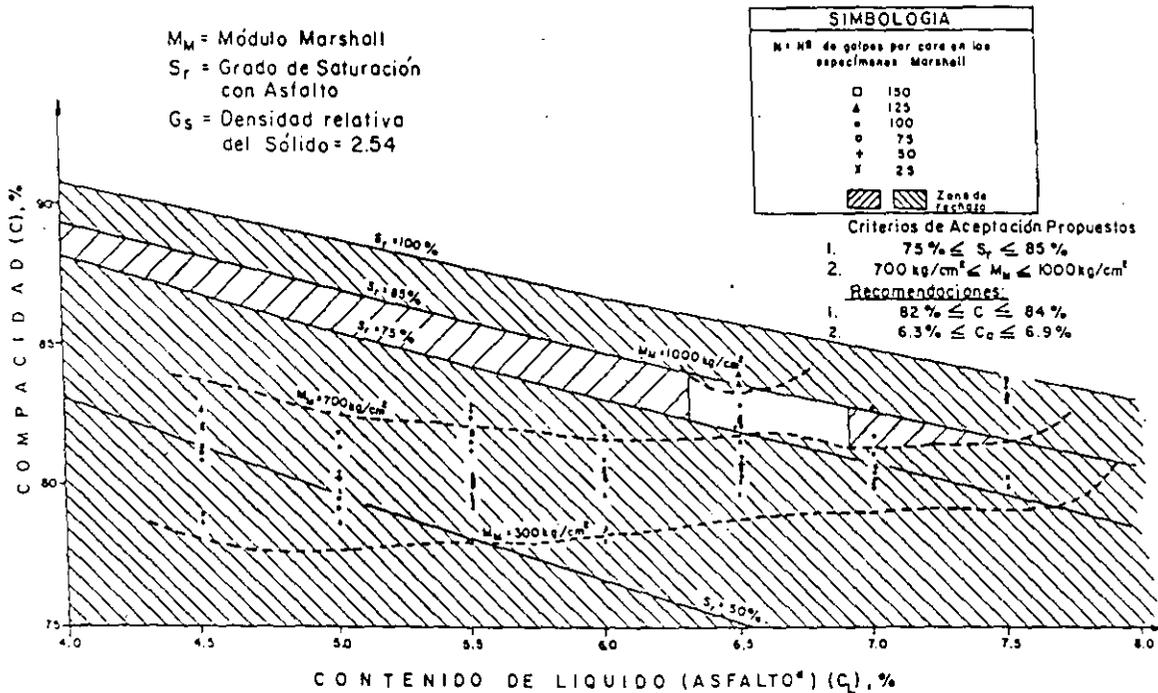
LAMINA 4.- Diagrama CAS<sub>2</sub>-Curvas de igual resistencia a la compresión simple en un suelo compactado (Ref. 3)

\* En Mecánica de Suelos, el contenido de agua o humedad se designa con el símbolo  $w$



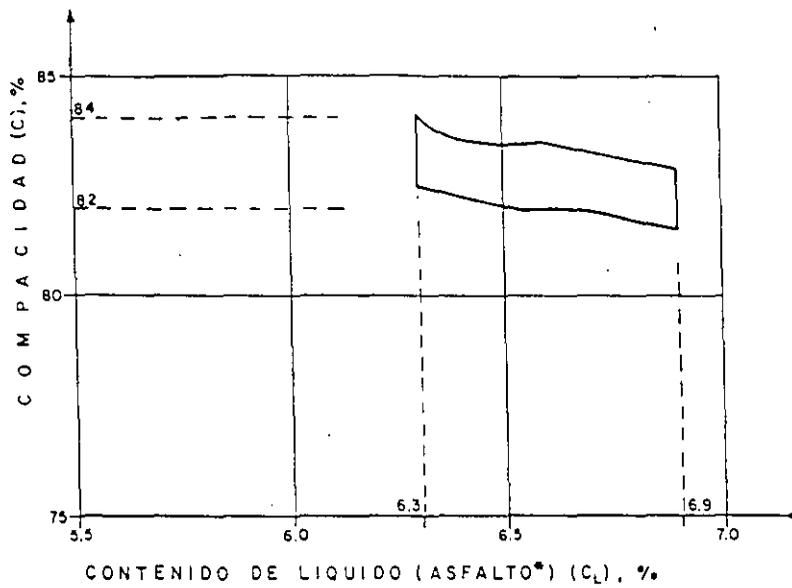
LAMINA 5.- Diagrama CAS para Carta de Control.- Zona de aceptación para el suelo compactado de las Láminas 3 y 4

\* 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)

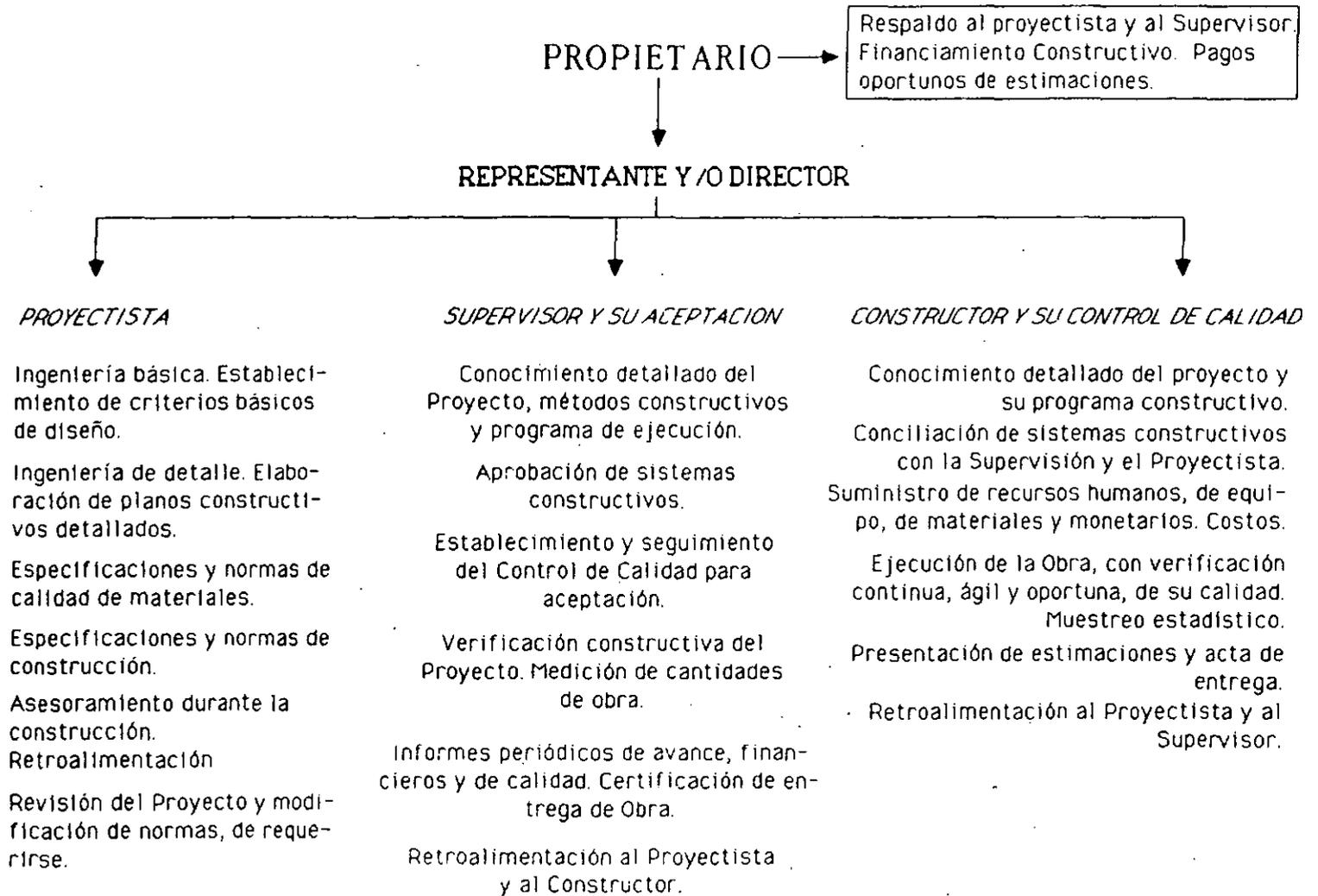
En Pavimentos, el contenido de asfalto suele designarse con el símbolo  $C_a$



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<sub>a</sub>

**TABLA 1** *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 Projectista y al Constructor
10	SUPERVISOR	Determinar cantidades de obra, formular estimaciones y controlar el programa de avance

**TABLA 3 ETAPAS DEL CONTROL DE CALIDAD**

<b>CONCEPTO</b> <b>ETAPA</b>	<b>CONSTRUCCION</b>	<b>INGREDIENTES</b>	<b>ACTIVIDAD</b>	<b>MATERIAL O CARACTERISTICA</b>
<b>PREVISION</b>	ANTES	SEPARADOS (Dosificaciones bá- sicas)	CONTROL Y ACEPTACION (Selección de equipo e instalaciones)	GRAVA; ARENA; AGUA; CEMENTO (*) Y ADITIVOS
<b>ACCION</b>	DURANTE	MEZCLADOS	AJUSTE, EJECUCION, CONTROL Y ACEPTACION	SUELO A COMPACTAR CON O SIN ADICIONANTES (AGUA O CEMENTO); MEZCLAS DE CONCRETO (*)
<b>HISTORIA</b>	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**

**CURSOS ABIERTOS**

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**CRITERIOS BASICOS DE CONTROL DE CALIDAD**

**ING. RAUL V. OROZCO SANTOYO**

**MAYO 1994**

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

# 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 (compacidad 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 compacidad, 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<sub>w</sub> = Grado de saturación, en %
- S<sub>s</sub> = 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:

$$\begin{aligned} \Delta V/V_o &= \text{Cambio volumétrico unitario, en \%} \\ C_i &= \text{Compacidad inicial, en \%} \\ C_f &= \text{Compacidad final, en \%} \end{aligned}$$

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 ( $\sigma_3$ ), 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 establece. 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 ( $\sigma_3$ )
- 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
- 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 ( $\sigma_3$ ), 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:

$$\Delta V/V_o = \frac{1 + S_s / (2 + [(G_w/w)_i - 2] m_w)}{1 + S_s / (G_w/w)_i} - 1 \quad (11)$$

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 ( $p_3$ ) o de confinamiento tridimensional ( $\sigma_3$ ), 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 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 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 ( $G_{wi}$ ) 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 ( $G_{wi}$ ) y la compacidad ( $C_i$ ) iniciales de un suelo, con los cambios volumétricos unitarios ( $\Delta V/V_o$ ) 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 establecer criterios conservadores, llevados a la práctica mediante cartas de control.

En la Lámina 24 se observa que la mayor parte de la gráfica de tendencias 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 ha ce 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 ( $\gamma_d$ )		$\frac{\Delta V}{V_0}$ (%)	$G_w/w$	
	Inicial (%)	Final (%)	Inicial (lb/pie <sup>3</sup> )	Final (lb/pie <sup>3</sup> )		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 ( $G_w/w$ ) <sub>f</sub>		$\Delta V/V_0$ (%)	
	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:

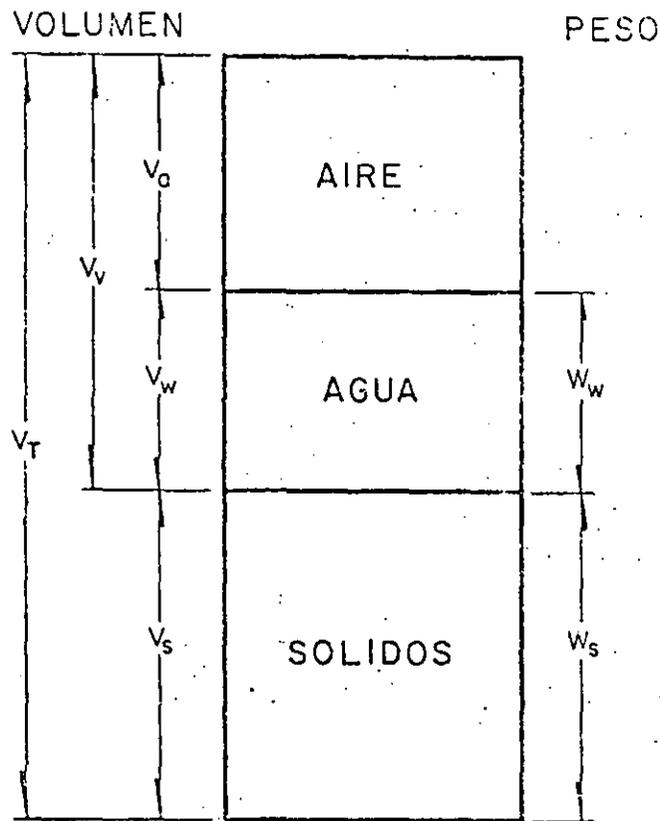
- a) Los datos de las columnas (2) y (4) están tomados de la Tabla 1.
- b) Los datos de las columnas (3) y (5) están calculados con las fórmulas (10) y (11), respectivamente.

TABLA 3.- CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS SUELOS B Y C

Suelo	LL (%)	LP (%)	$S_s$	Presión (kg/cm <sup>2</sup> )	Refs.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
B	79	47	2.72	$p_s=0.04$	16
				$\bar{\sigma}_3=0.1$	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

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

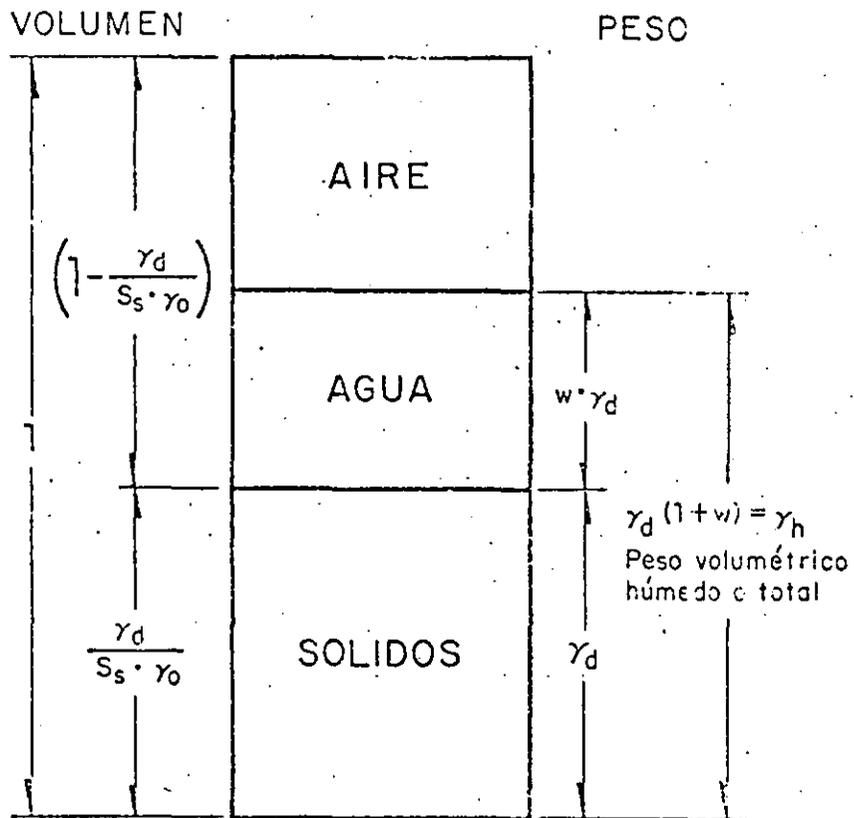
POROSIDAD

$$n = \frac{V_v}{V_T}$$

COMPACIDAD

$$c = \frac{V_s}{V_T}$$

LAMINA I.-DEFINICIONES FUNDAMENTALES (Ref. 9)



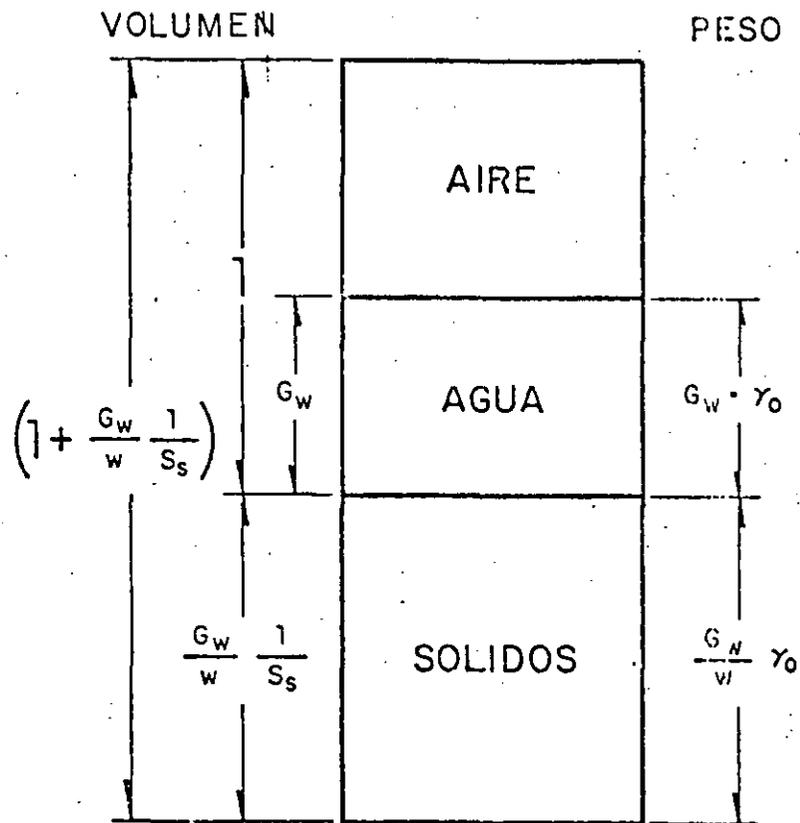
$$C = \frac{V_s}{V_T} = \frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_o}$$

$$e = \frac{1 - \frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_o}}{\frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_o}}$$

$$n = \frac{V_v}{V_T} = 1 - \frac{\gamma_d}{S_s \cdot \gamma_o}$$

$$e = \frac{n}{C}$$

LAMINA 2.-RELACION ENTRE "C", "n" Y "e" (Ref.9.)

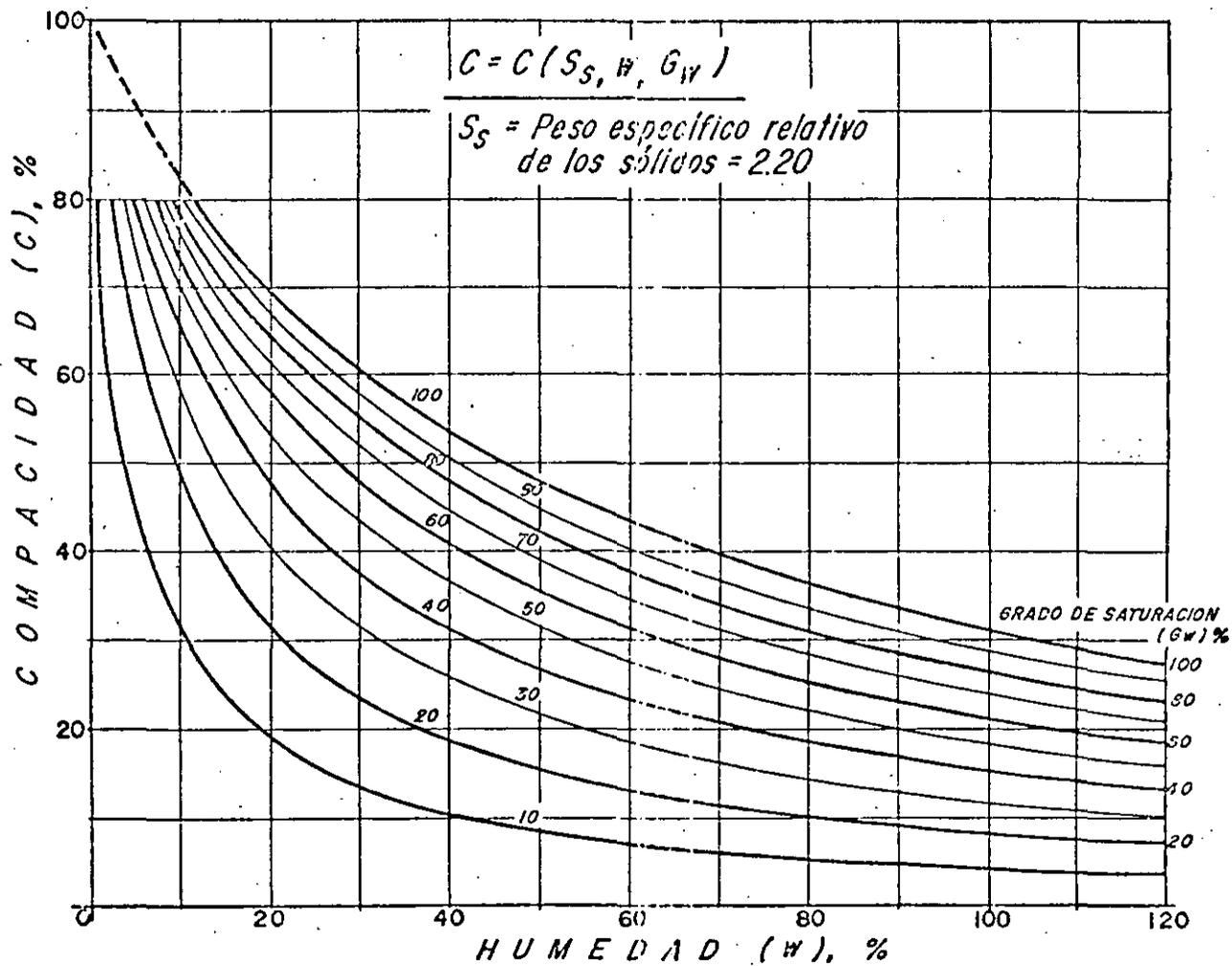


$$C = \frac{V_s}{V_T} = \frac{\frac{G_w}{w} \frac{1}{S_s}}{1 + \frac{G_w}{w} \frac{1}{S_s}} = \frac{1}{\frac{w}{G_w} S_s + 1} ;$$

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{1}{\frac{G_w}{w} \frac{1}{S_s}} = \frac{w}{G_w} S_s$$

$$C = \frac{1}{1 + \frac{w}{G_w} S_s} = \frac{1}{1 + e}$$

LAMINA 3.-COMPACIDAD DE UN SUELO (Ref. 9.)



LAMINA 4.- DIAGRAMA GRAVIMETRICO C-G<sub>w</sub>-W-S<sub>s</sub> (Ref. 9.)

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\text{Volumen total final} - \text{Volumen total inicial}}{\text{Volumen total inicial}}$$

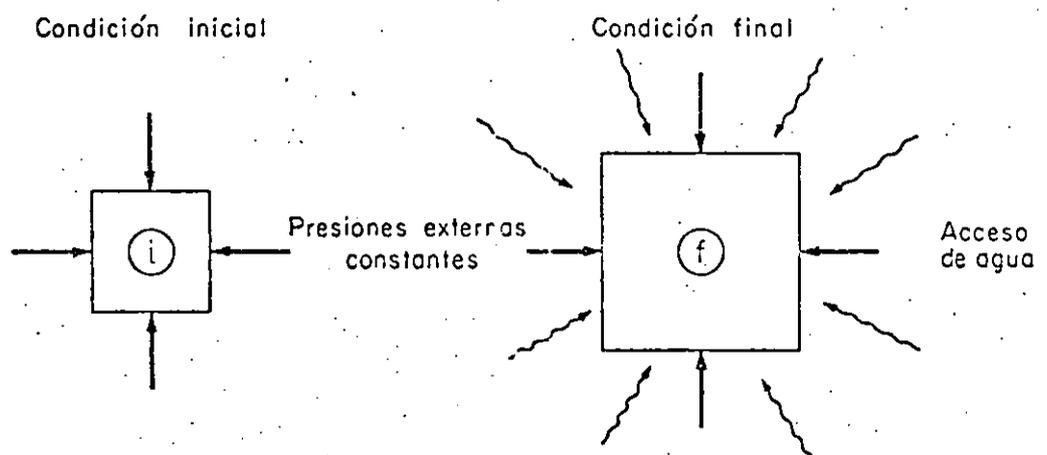
$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\frac{V_s}{C_f} - \frac{V_s}{C_i}}{\frac{V_s}{C_i}} = \frac{\frac{C_i - C_f}{C_f C_i}}{\frac{1}{C_i}}$$

$$\boxed{\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{C_i - C_f}{C_f} = \frac{C_i}{C_f} - 1 = \frac{\Delta C}{C_f}}$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_s(1+e_f) - V_s(1+e_i)}{V_s(1+e_i)} = \frac{e_f - e_i}{1+e_i}$$

$$\boxed{\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1+e_i}}$$

LAMINA 5-CAMBIO VOLUMETRICO ( $\Delta V/V_0$ ) (Ref.9)



$S_i$   
 $w_i$   
 $G_{wi}$   
 $C_i$

$\vee$   
 $\vee$   
 $\vee$   
 $\vee$

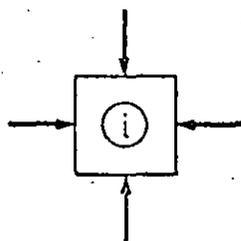
$S_f$   
 $w_f$   
 $G_{wf}$   
 $C_f$

EXPANSION LIBRE

$$\Delta V/V_0 = \frac{\Delta C}{C_f}$$

LAMINA 6 - (Ref. 9 )

Condición inicial



$S_i$

$w_i$

$G_{wi}$

$C_i$

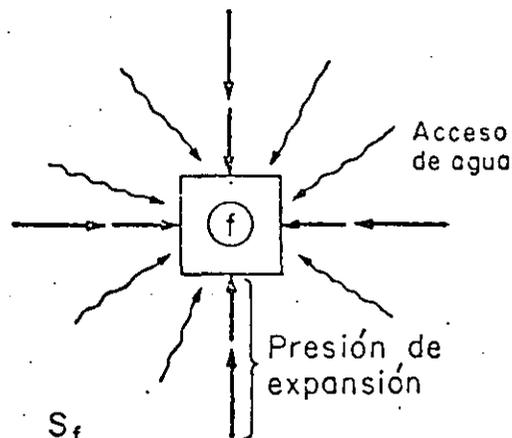
$>$

$>$

$>$

$=$

Condición final



$S_f$

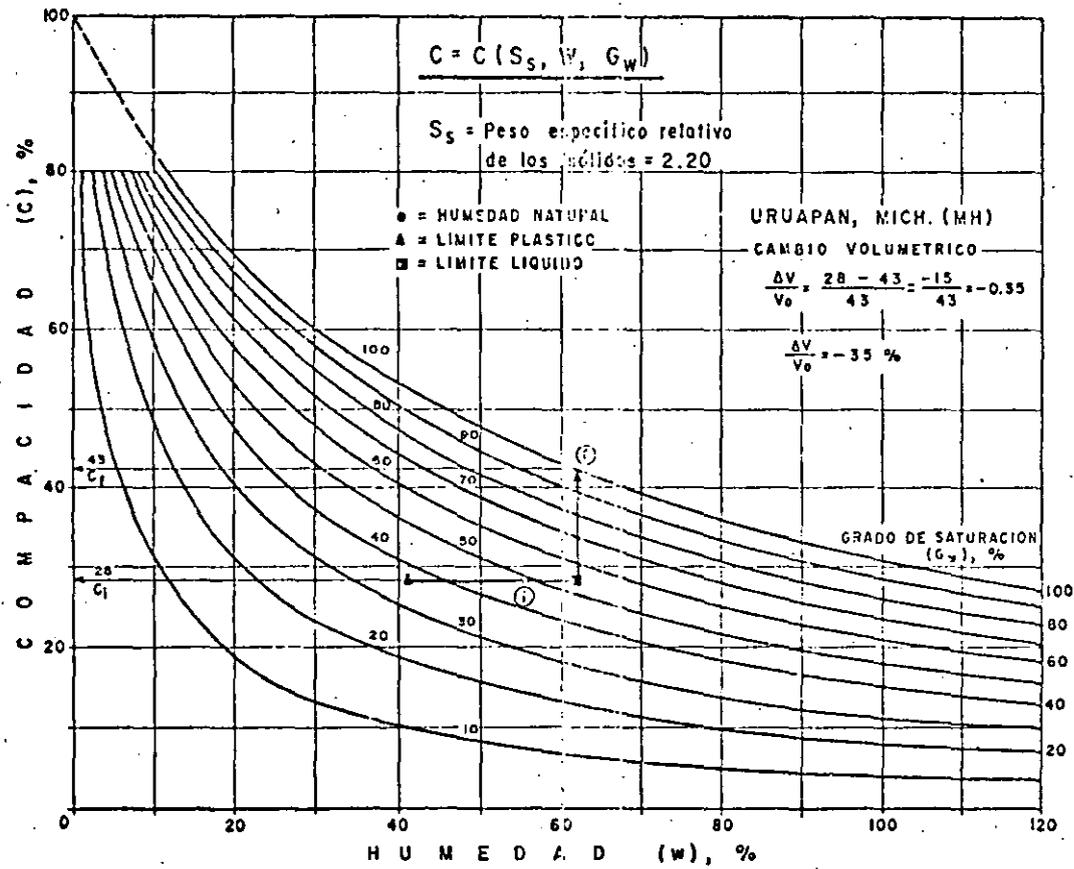
$w_f$

$G_{wf}$

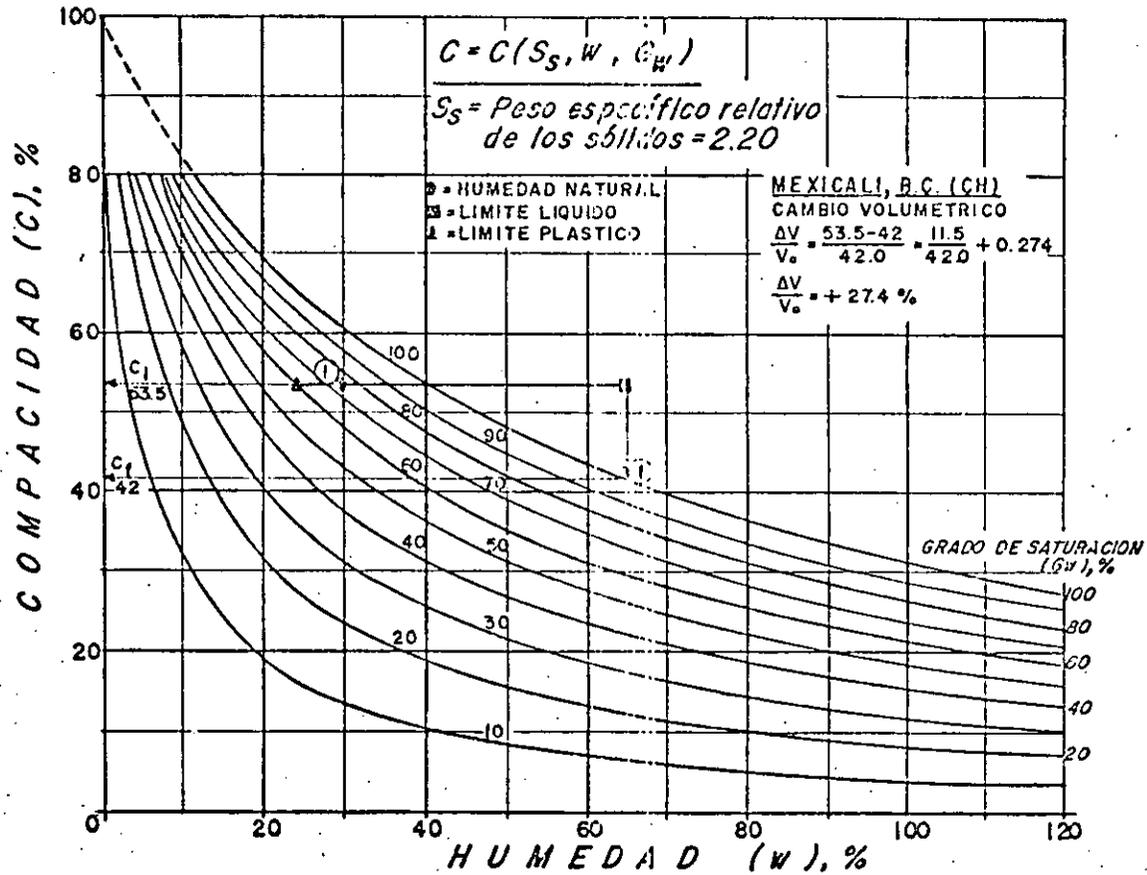
$C_f$

$\Delta V/V_0 = 0$

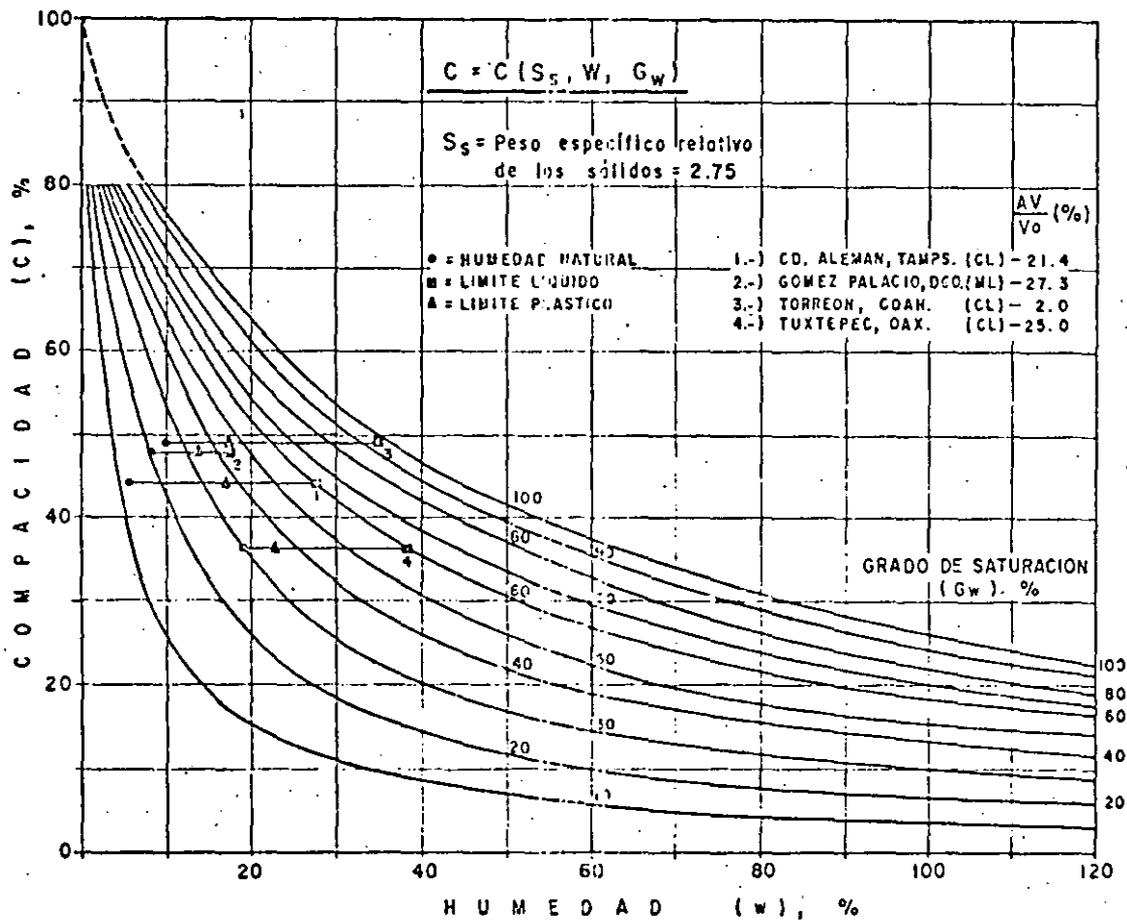
LAMINA 7--( Ref. 9 )



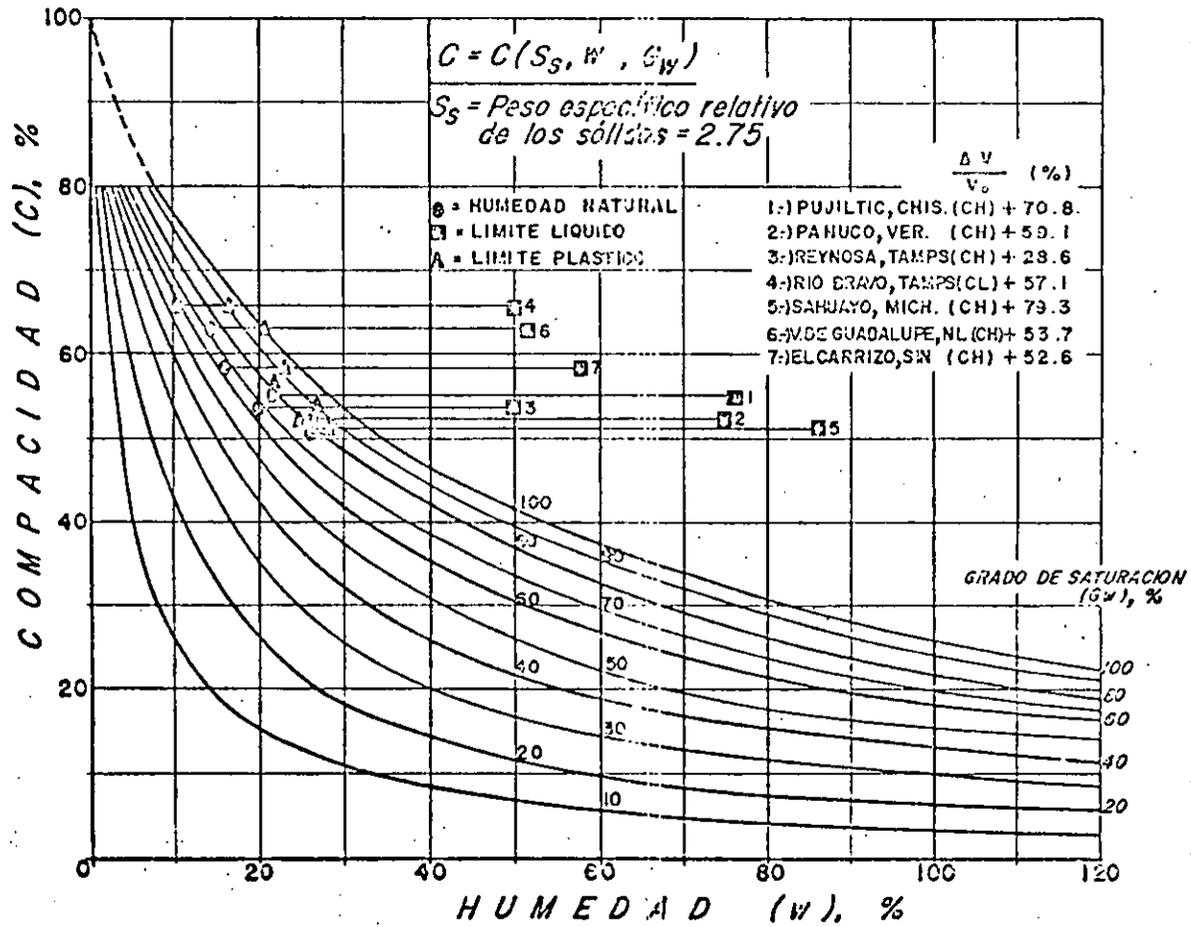
LAMINA 8 (Ref. 2)



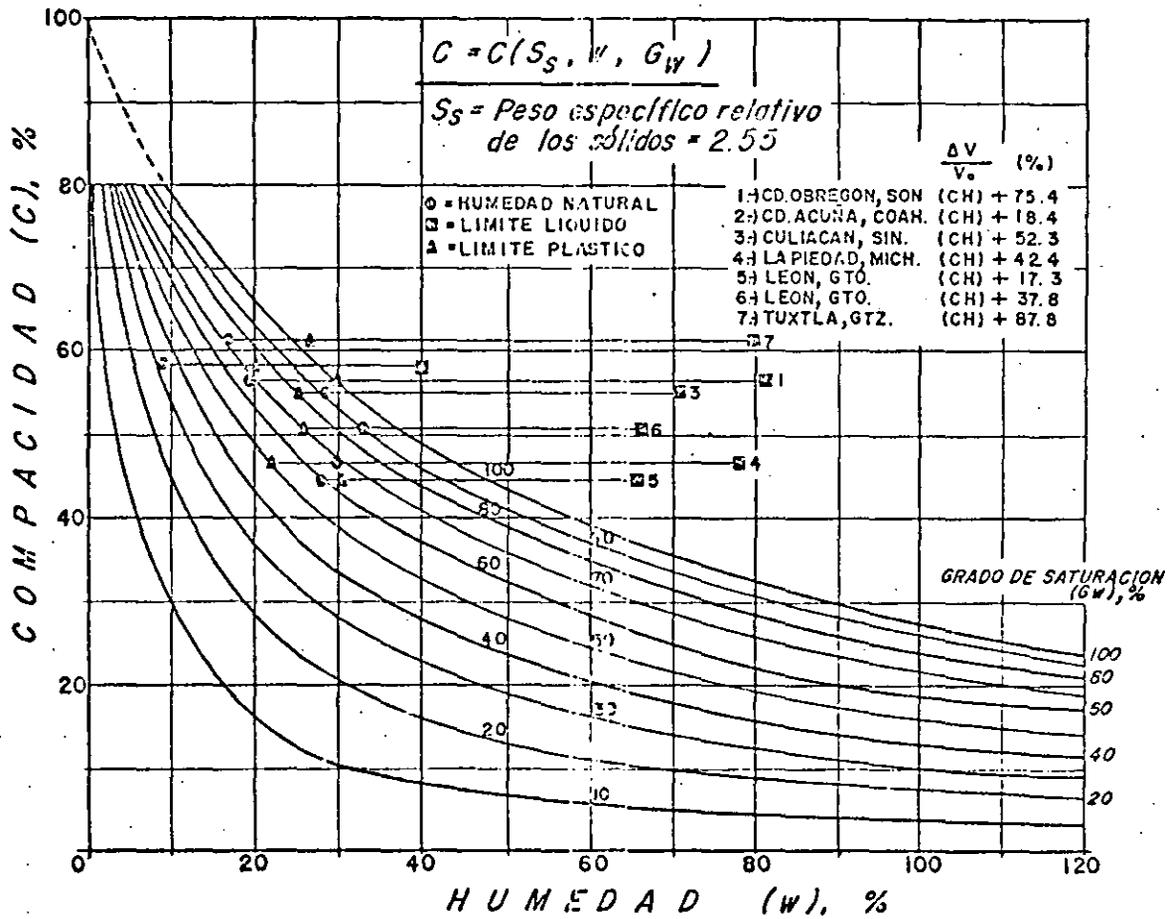
LAMINA 9 (Ref. 2)



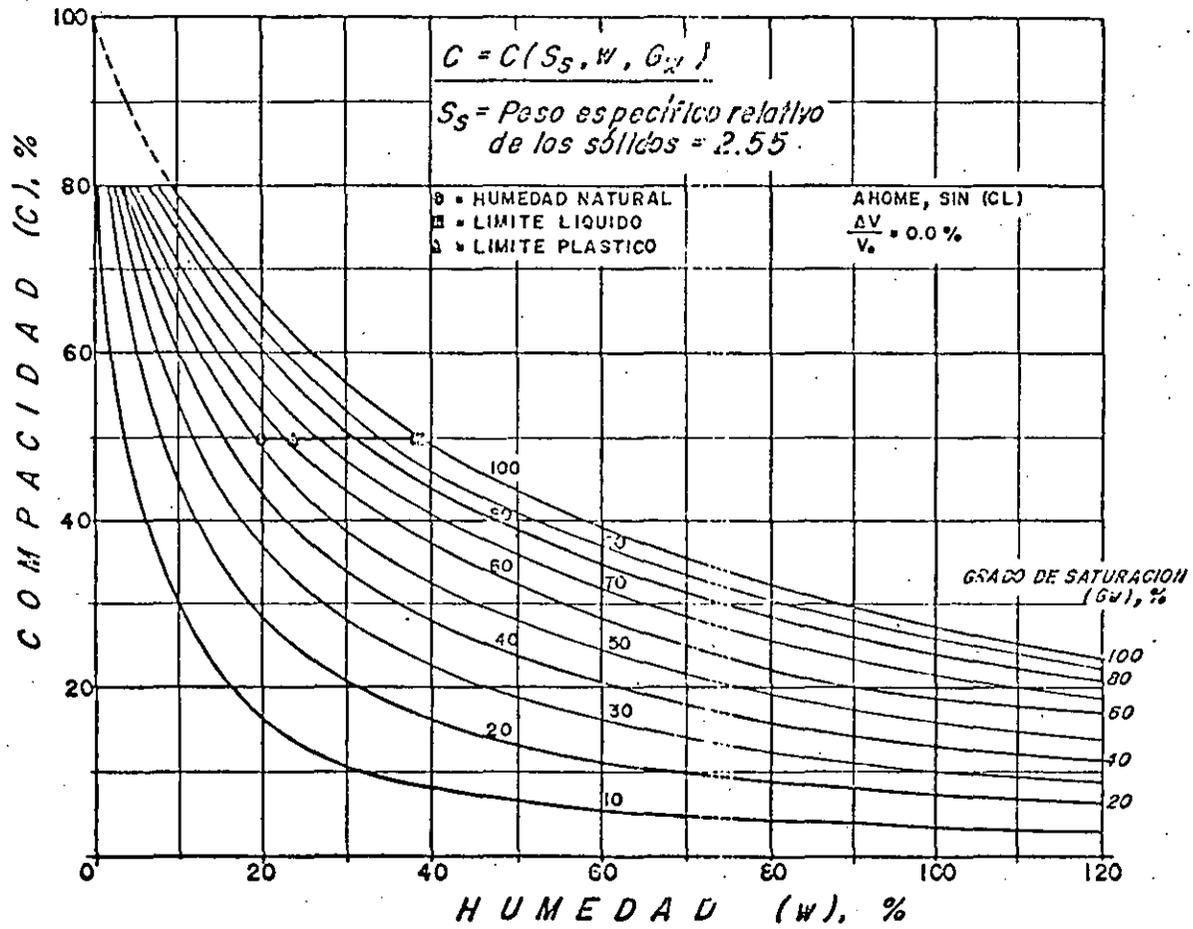
LAMINA. 10 (Ref. B)



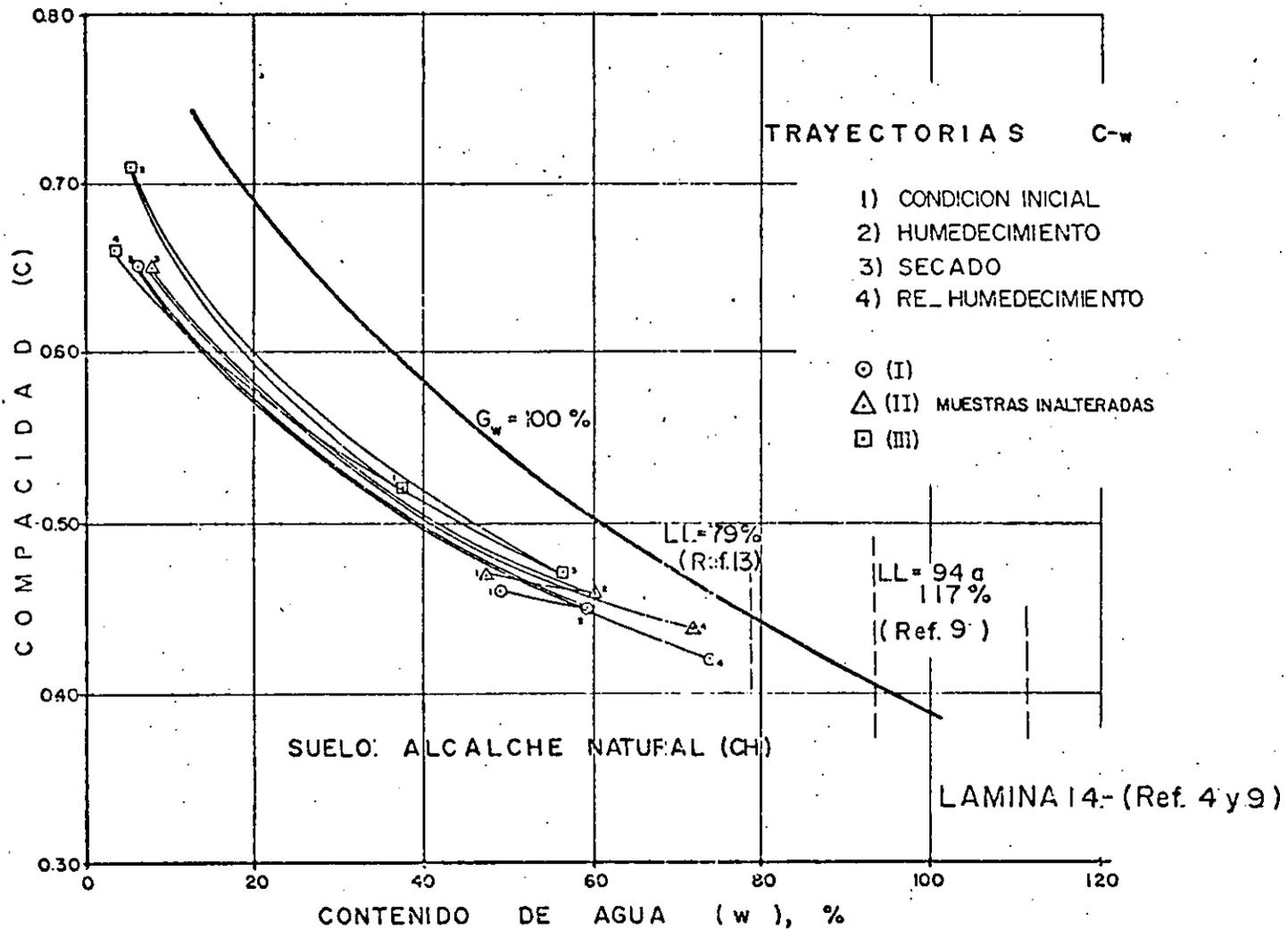
LAMINA II. (Ref. 8)

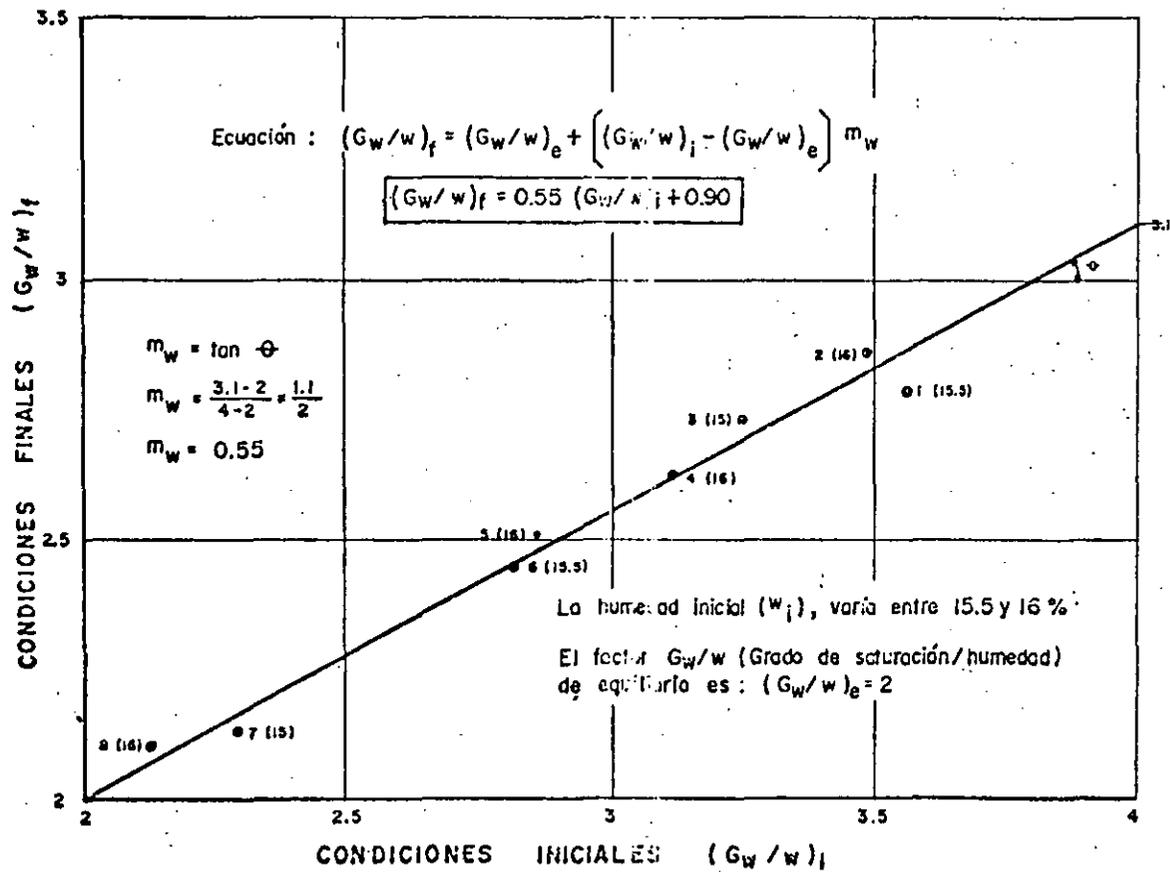


LAMINA 12 (Ref. 8)

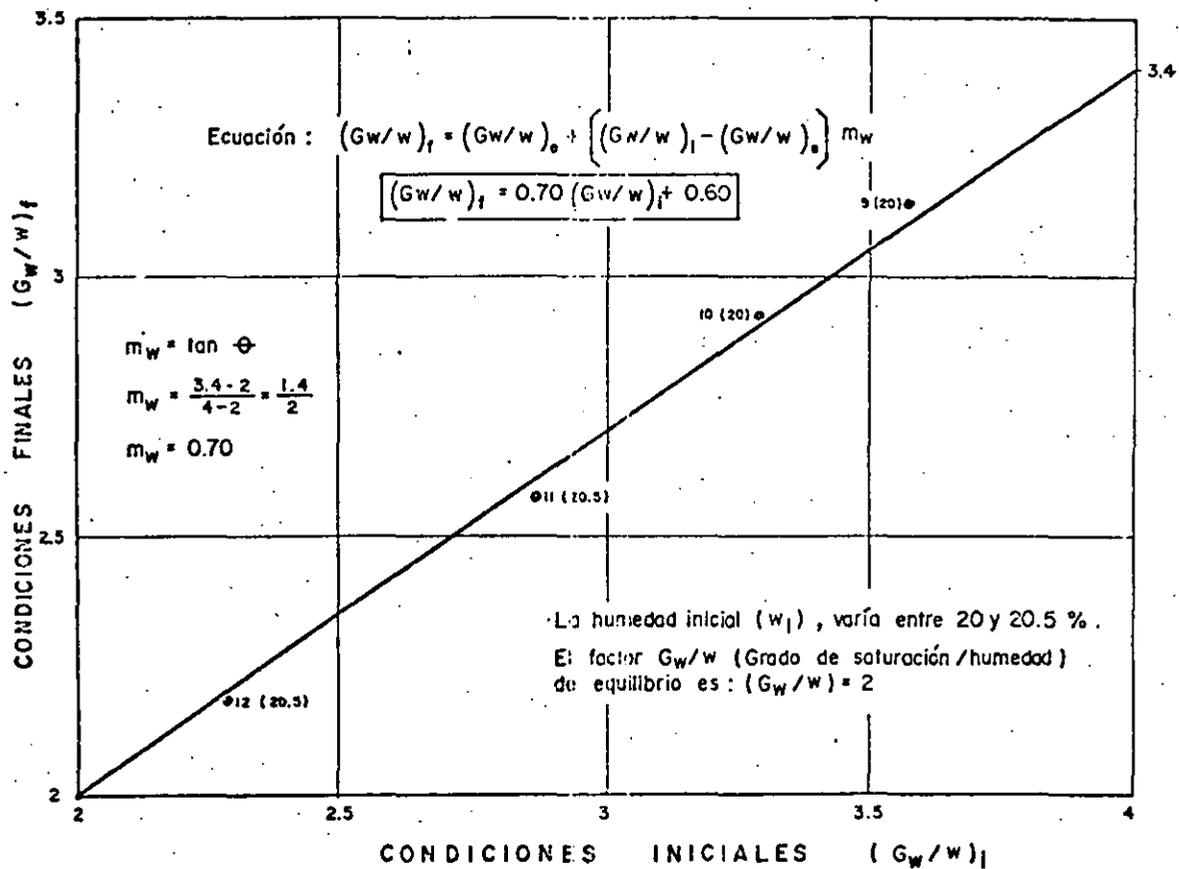


LAMINA 13 (Ref. 8)

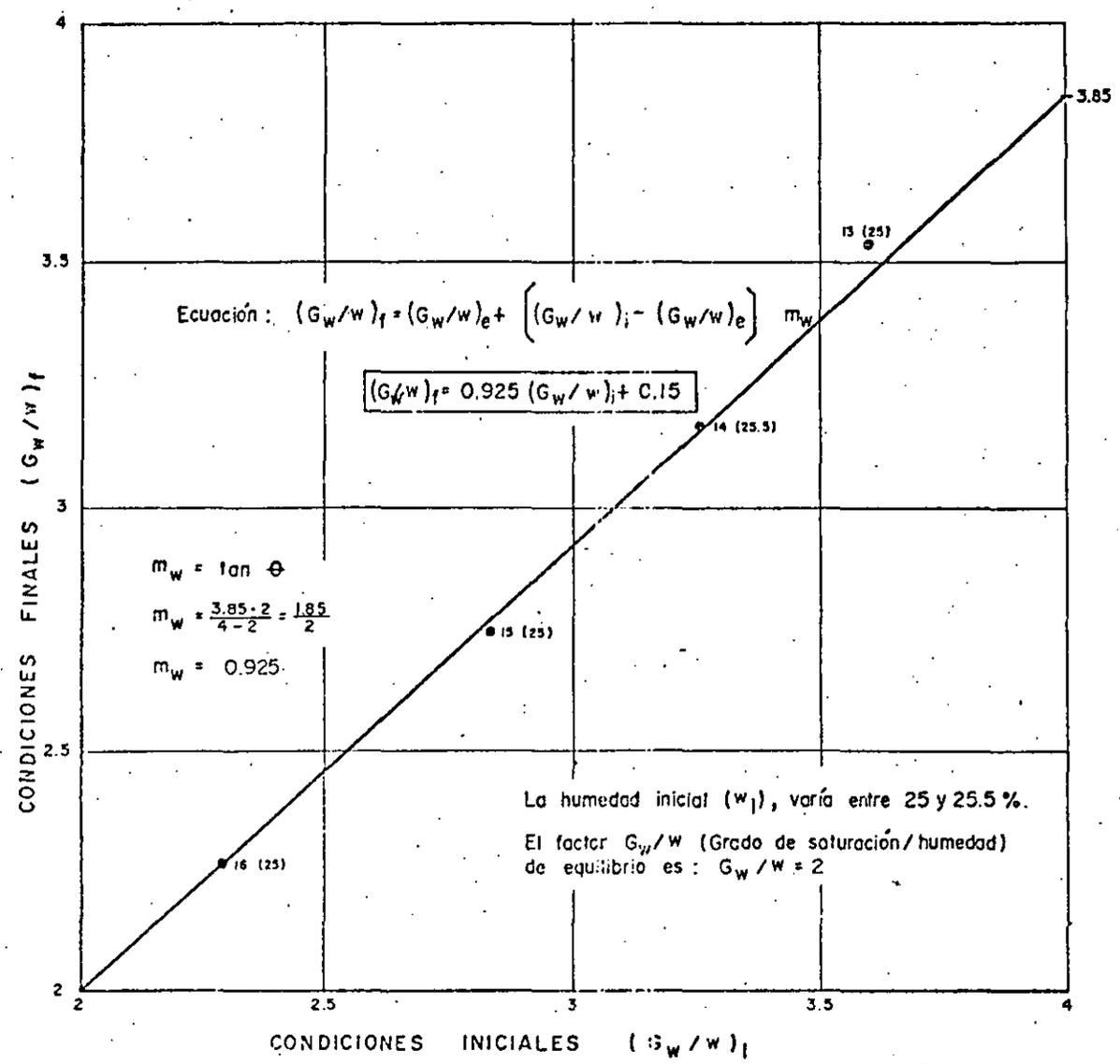




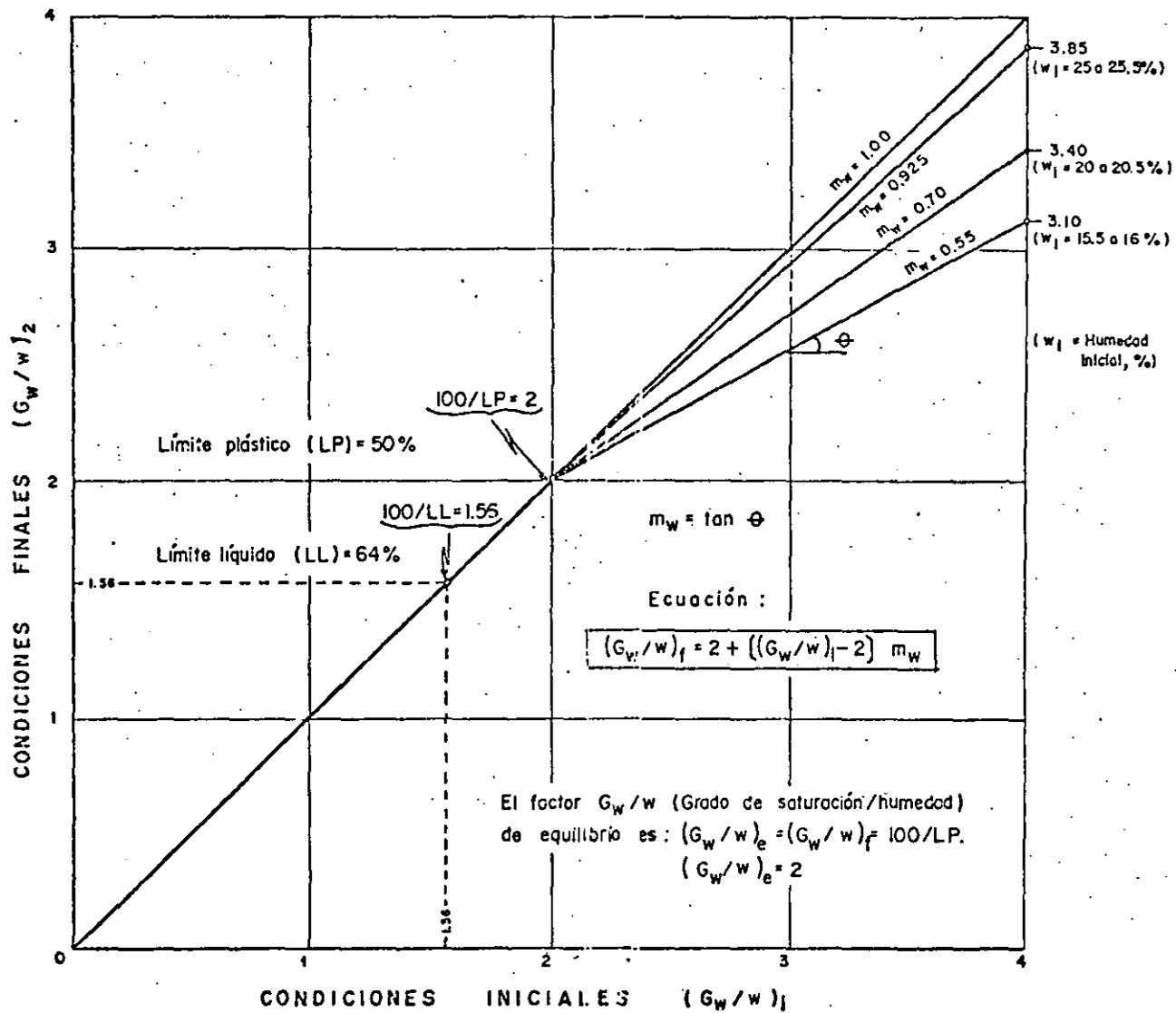
LAMINA 15 RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR  $G_w/w$ , (SUELO - A)



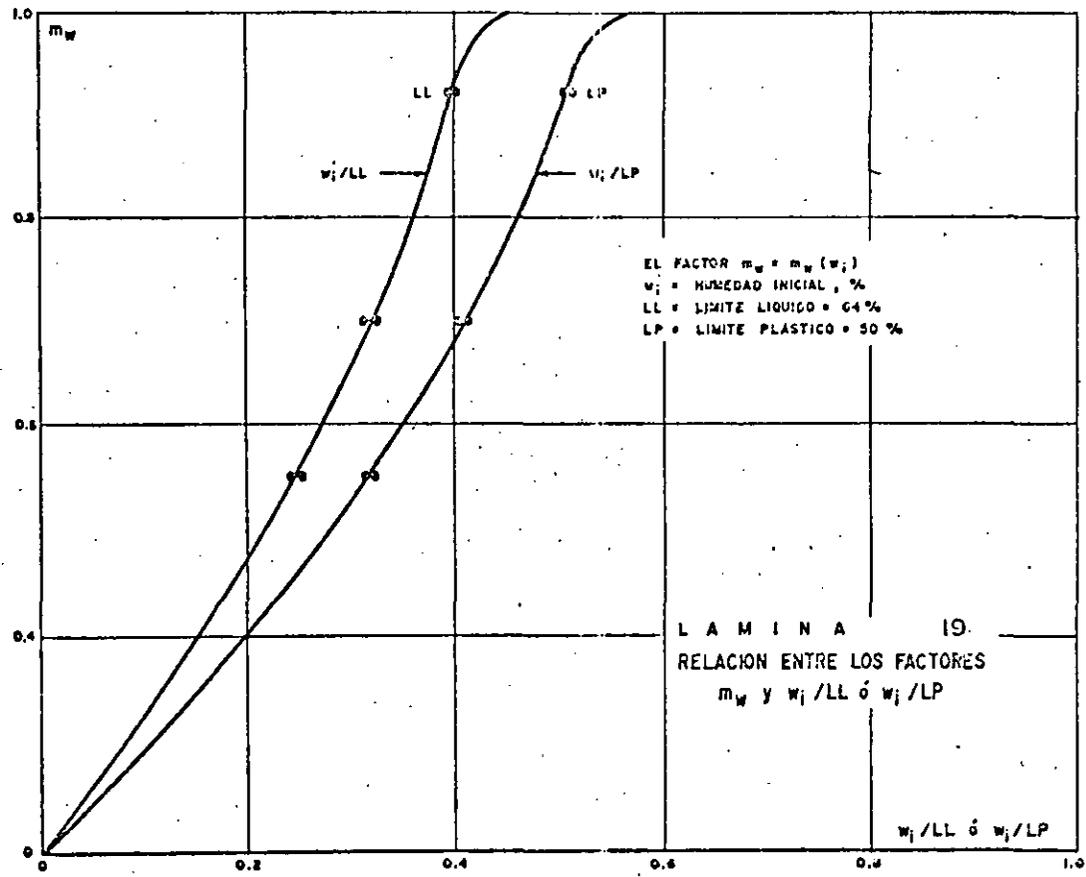
LAMINA 16. RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR  $G_w/w$ , (SUELO - A)

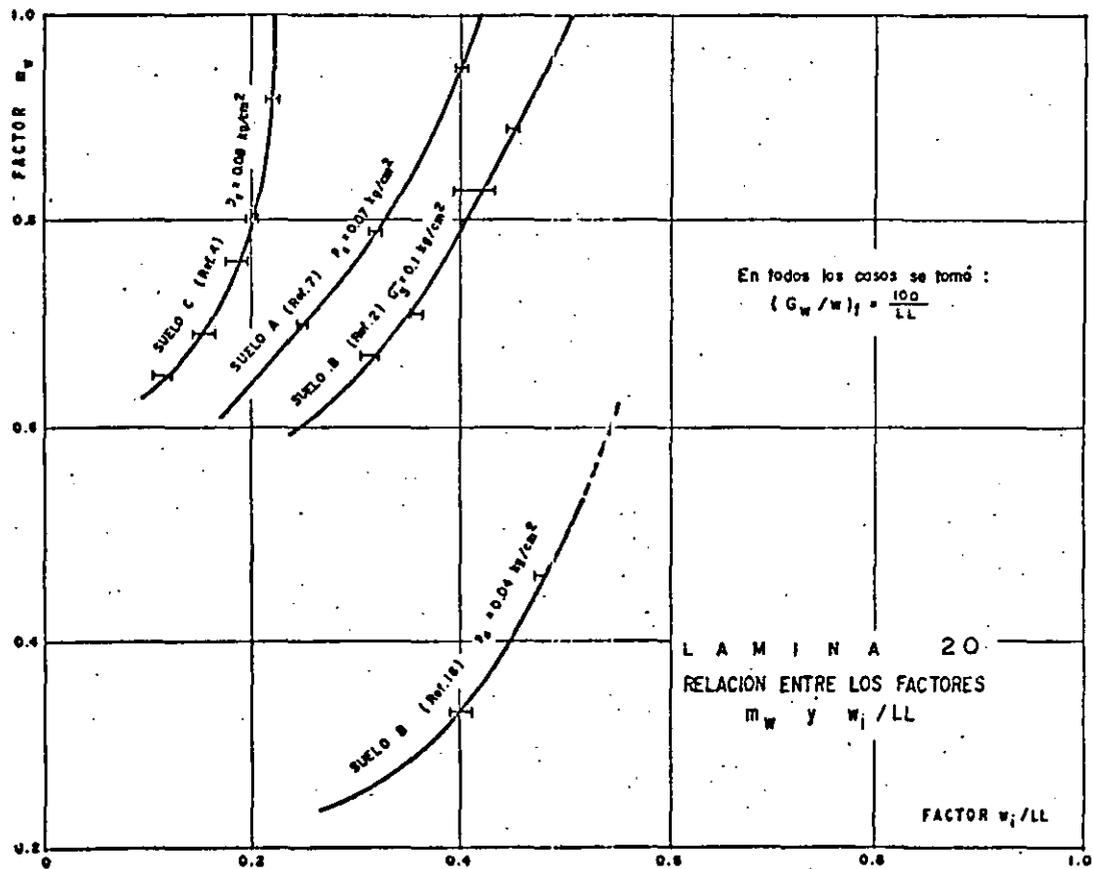


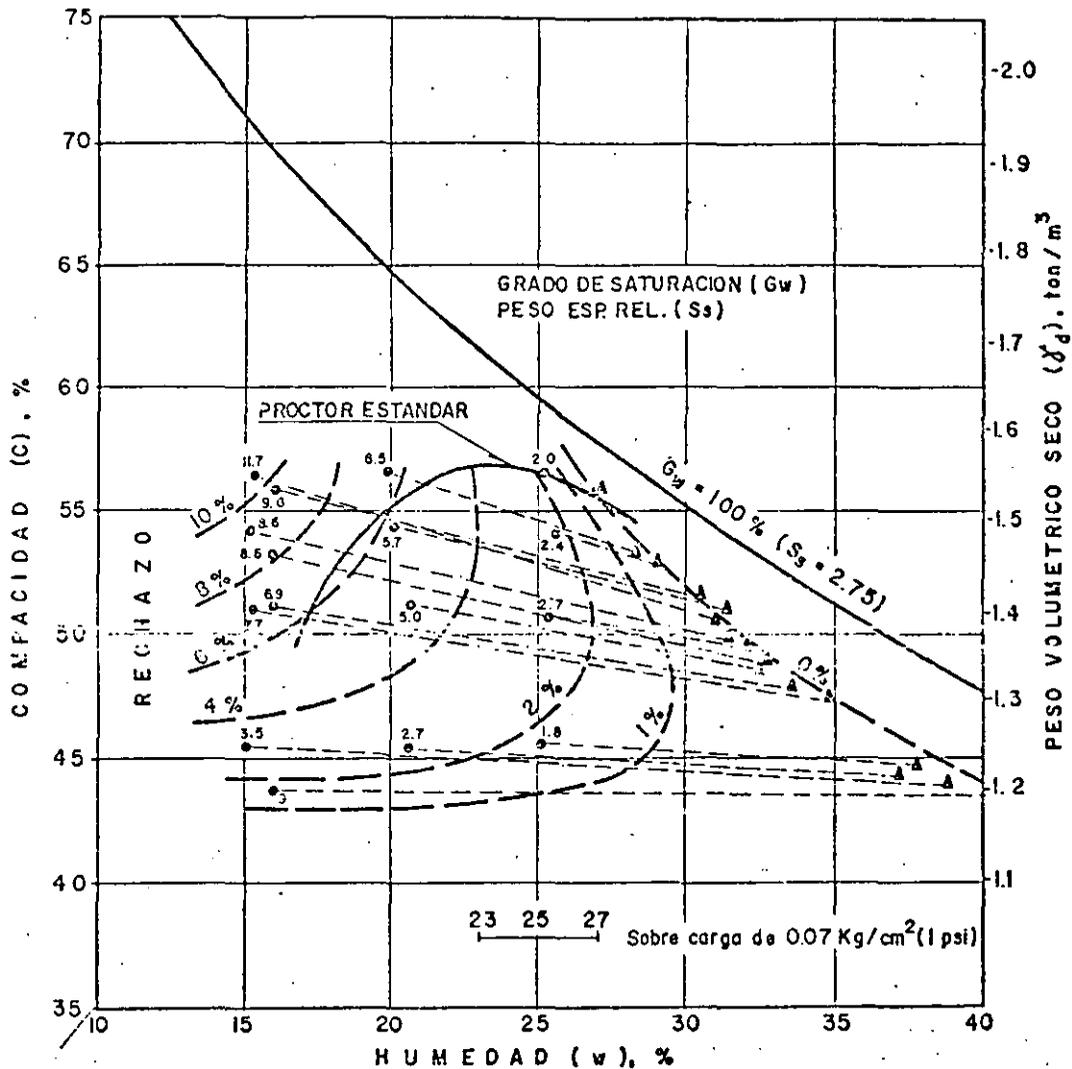
LAMINA 17 RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR  $G_w/w$ , (SUELO-A)



LAMINA 18 RELACION ENTRE LAS CONDICIONES FINALES E INICIALES DEL FACTOR  $G_w/w$ , (SUELO - A)

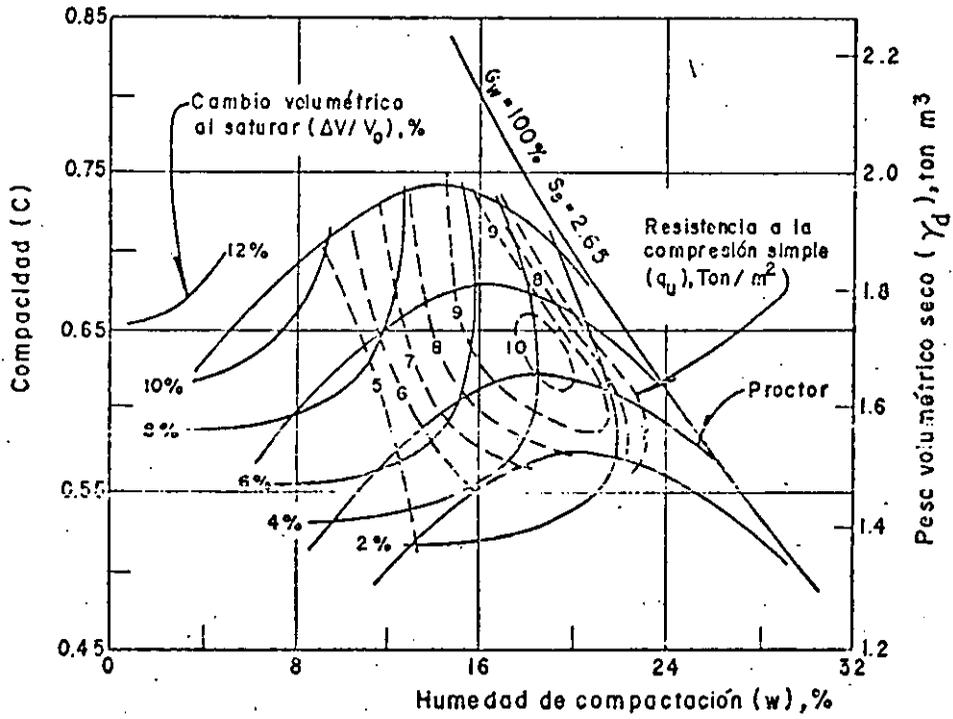






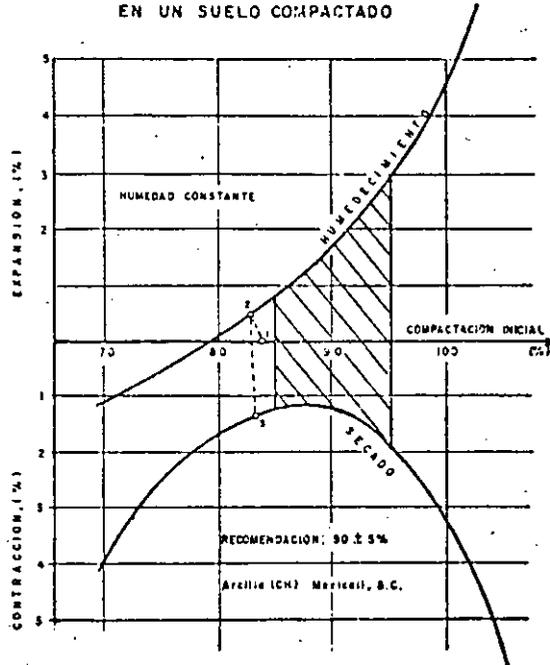
- Condición inicial
- ▲ Condición final
- Cambio volumétrico unitario ( $\Delta V/V_0$ ), %

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO (SUELO A)  
LAMINA 21.- (Ref.12)



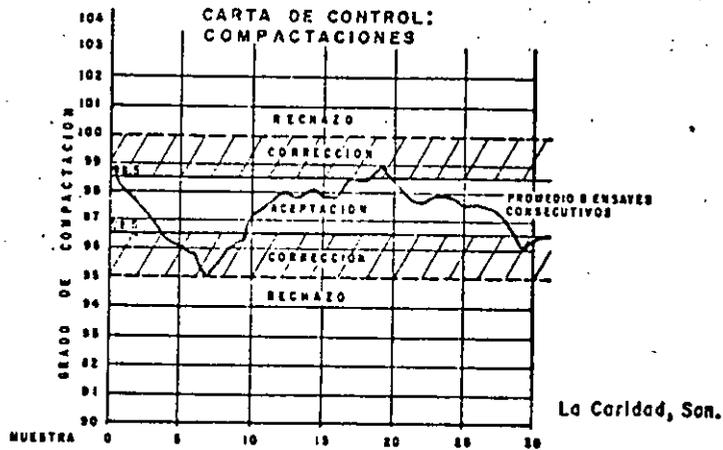
LAMINA 22: RELACION ENTRE C, w,  $\Delta V/V_0$  Y  $q_u$  (Ref.14)

CAMBIOS VOLUMETRICOS  
EN UN SUELO COMPACTADO



LAMINA 23 (Ref. 15)

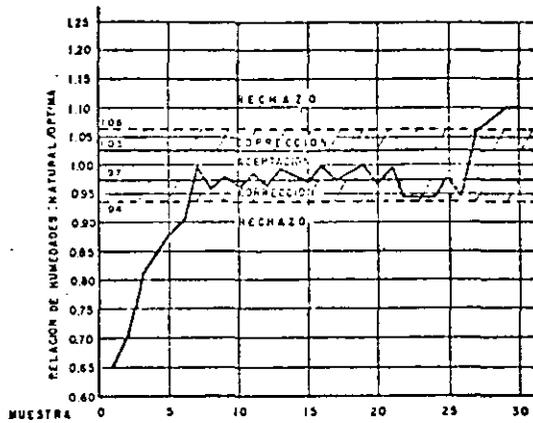
CARTA DE CONTROL:  
COMPACTACIONES



La Caridad, Son.

LAMINA 24 (Ref. 15)

CARTA DE CONTROL: HUMEDADES



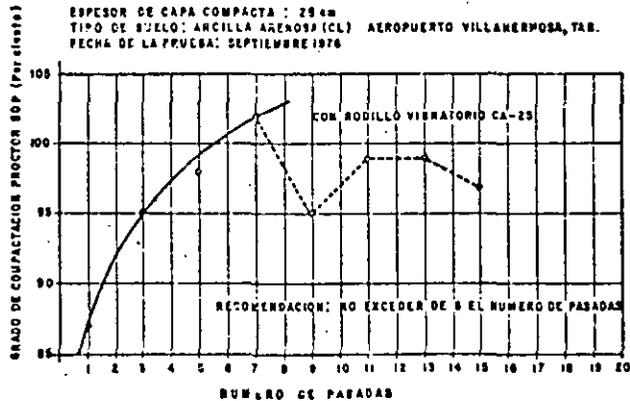
La Ceridad, Sdn.

LAMINA 25 (Ref. 15)

TRAMO DE PRUEBA EN CAPA SUBRASANTE

HUMEDAD INICIAL: 16.6 % (1.8 %) } RELACION DE HUMEDAD =  $\frac{15.8}{10.3} = 0.84$   
 HUMEDAD OPTIMA: 10.3 %

ESPESOR DE CAPA COMPACTA: 28 cm  
 TIPO DE SUELO: ARCILLA ARENOSA (CL) AEROPUERTO VILLANERMOZA, TAB.  
 FECHA DE LA PRUEBA: SEPTIEMBRE 1976



LAMINA 26 (Ref. 15)



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

**CURSOS ABIERTOS**

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

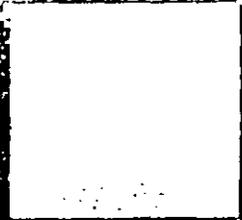
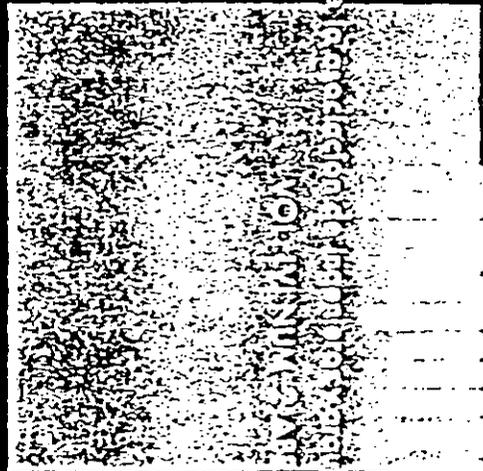
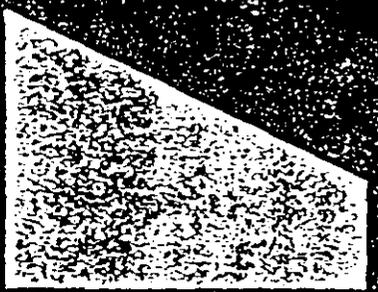
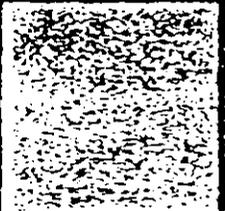
**MAYO 1994**

Palacio de Minería    Calle de Tacuba 5    Primer piso    Deleg. Cuauhtémoc 06000    México, D.F.    APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955    512-5121    521-7335    521-1987    Fax 510-0573    521-4020 AL 26

# Revista Mexicana de Ingeniería y Arquitectura

órgano de la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de México, A. C.

VOL. IV, NÚMERO V, ABRIL, MAYO - JUNIO 1977





*Raúl Vicente Orozco Santoyo,  
Ingeniero Civil, M.I. Jefe del  
Departamento de Control de  
Calidad. Compañía Contratis-  
ta Nacional, S.A.  
(COCONAL)*

## REFLEXIONES SOBRE CONTROL DE CALIDAD

- ¿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.

## 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 obras para alcanzar la máxima eficiencia en todas las operaciones constructivas y, por ende, el mayor beneficio económico posible.

Esto trae, como consecuencia, un descuido radical 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 Valor 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 vaya 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 así requerirse, habida cuenta de que el 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 afecten el establecimiento y, posteriormente, el logro del Nivel de Calidad estipulado, para que una obra cumpla con su propósito.

## PRIMERA REFLEXION

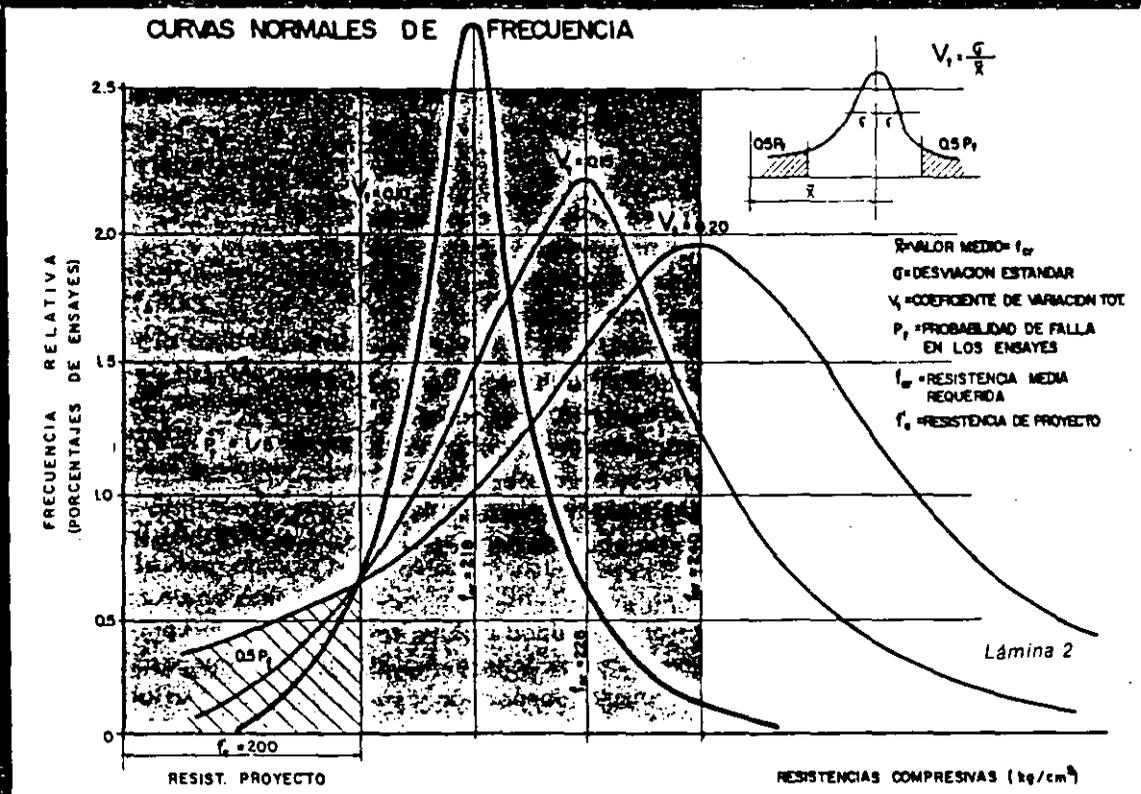
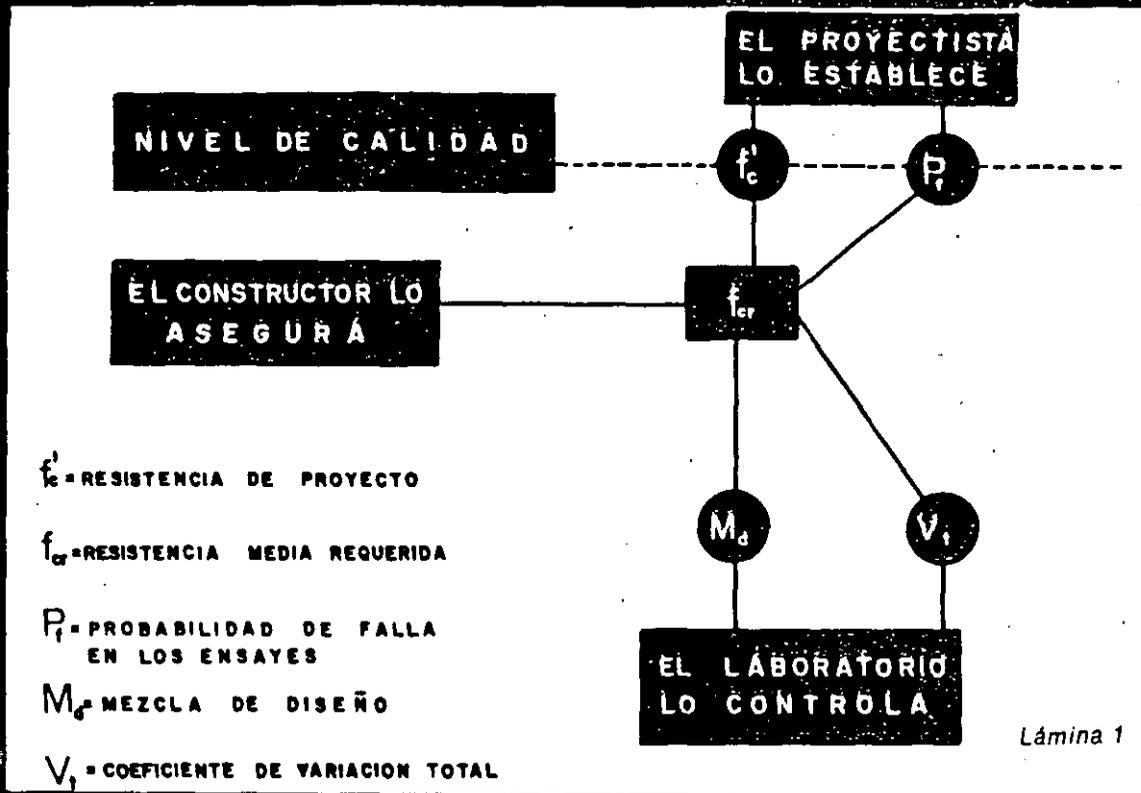
¿Es necesario fabricar probetas cilíndricas del concreto hidráulico para ensayarlas a la compresión simple a los 28 días de edad?

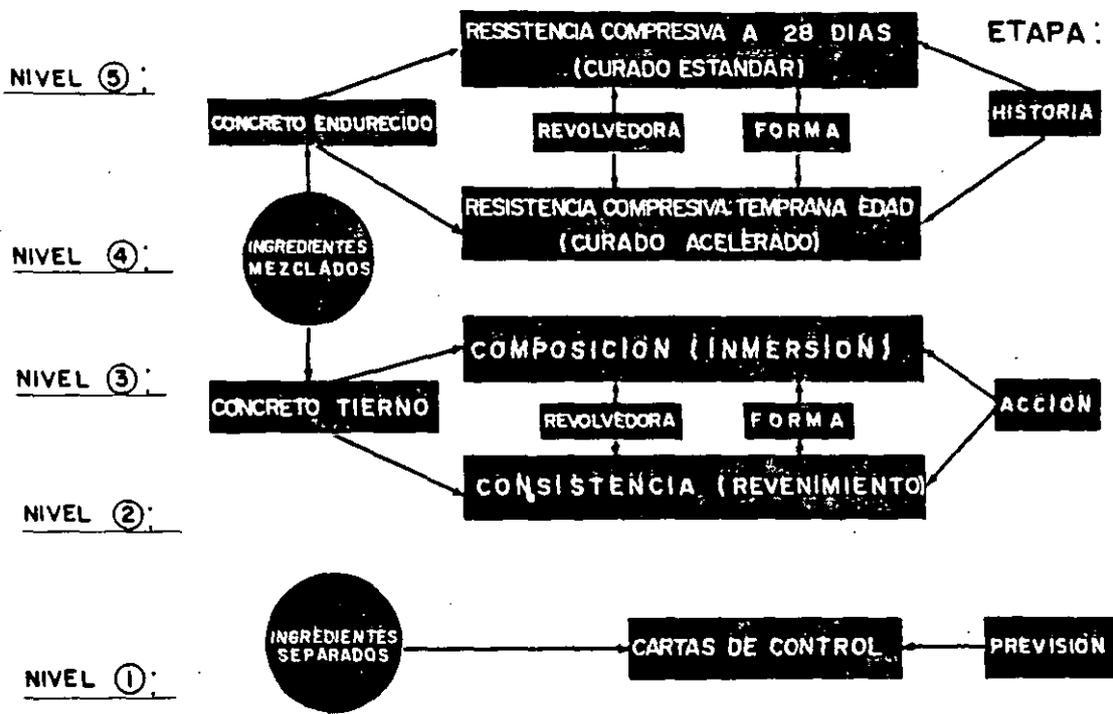
Conviene analizar primero el proceso de Control de Calidad llevado por el Constructor de una obra en un caso cualquiera.

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 76

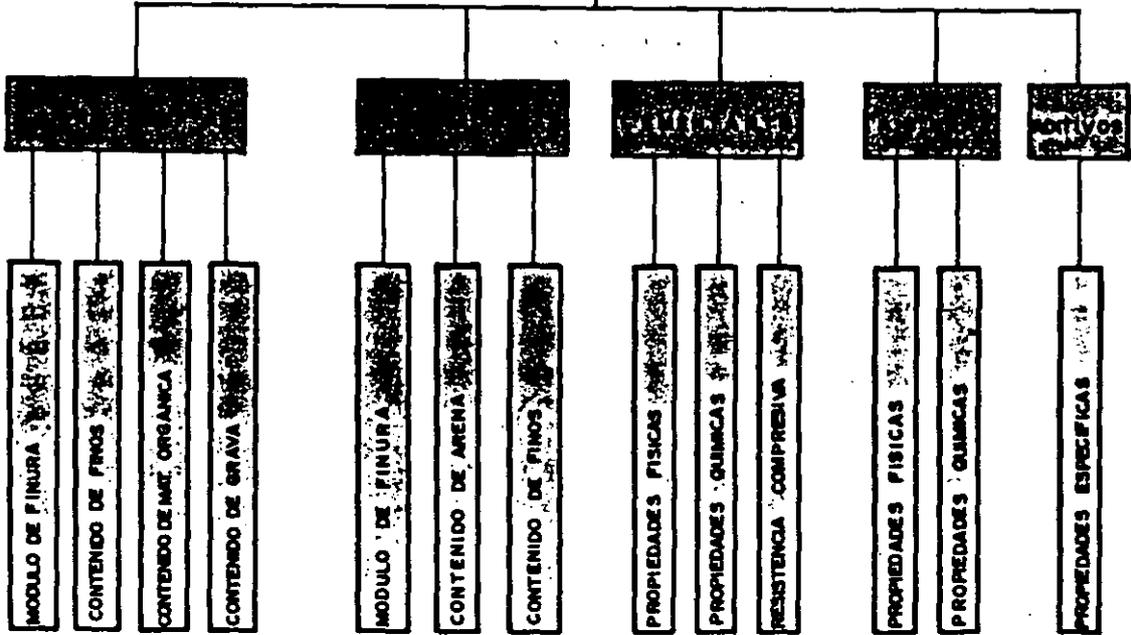




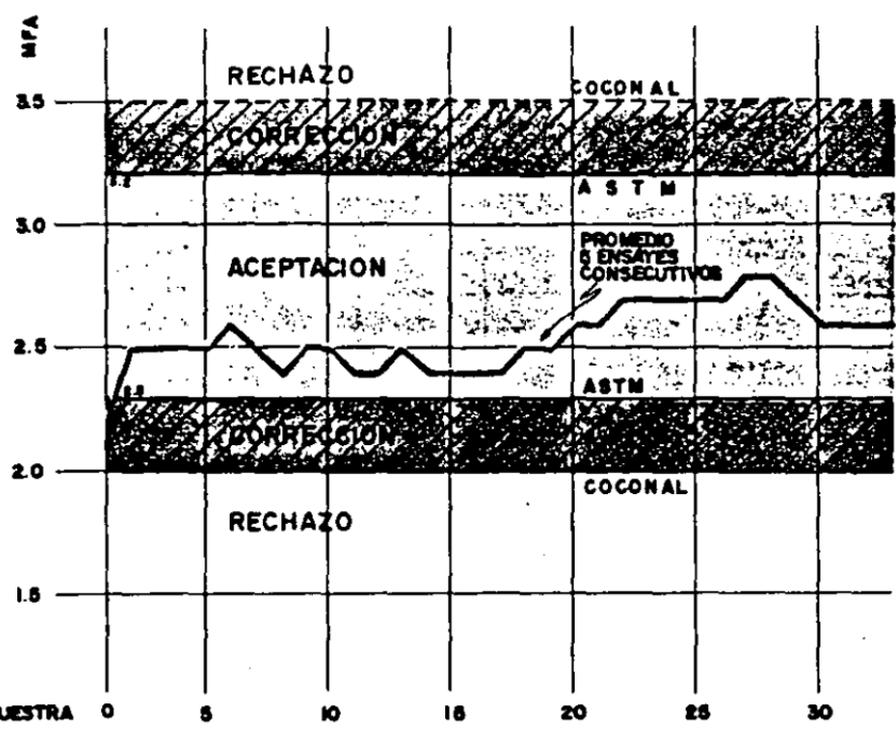


NIVEL ①:

CONTROL DE INGREDIENTES SEPARADOS



**CARTA DE CONTROL:  
MODULO DE FINURA DE LA ARENA (AFT-73)**



Lámina

**CARTA DE CONTROL:  
CONTENIDO DE FINOS EN LA ARENA  
(AFT-73)**

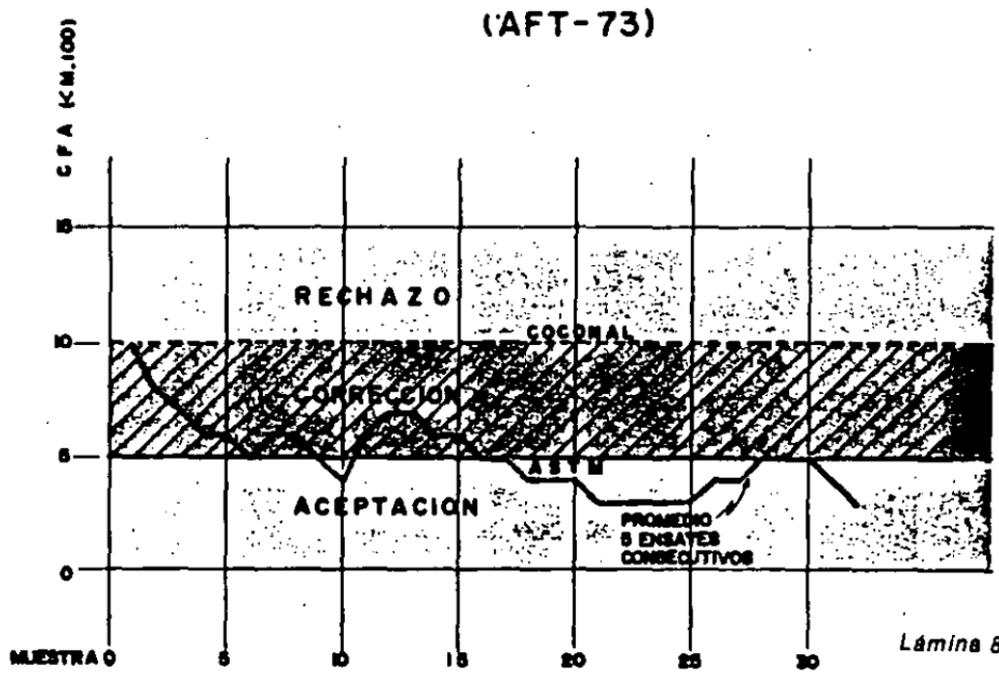


Lámina 8

**CARTA DE CONTROL  
MODULO DE FINURA DE LA GRAVA  
(CTT-73)**

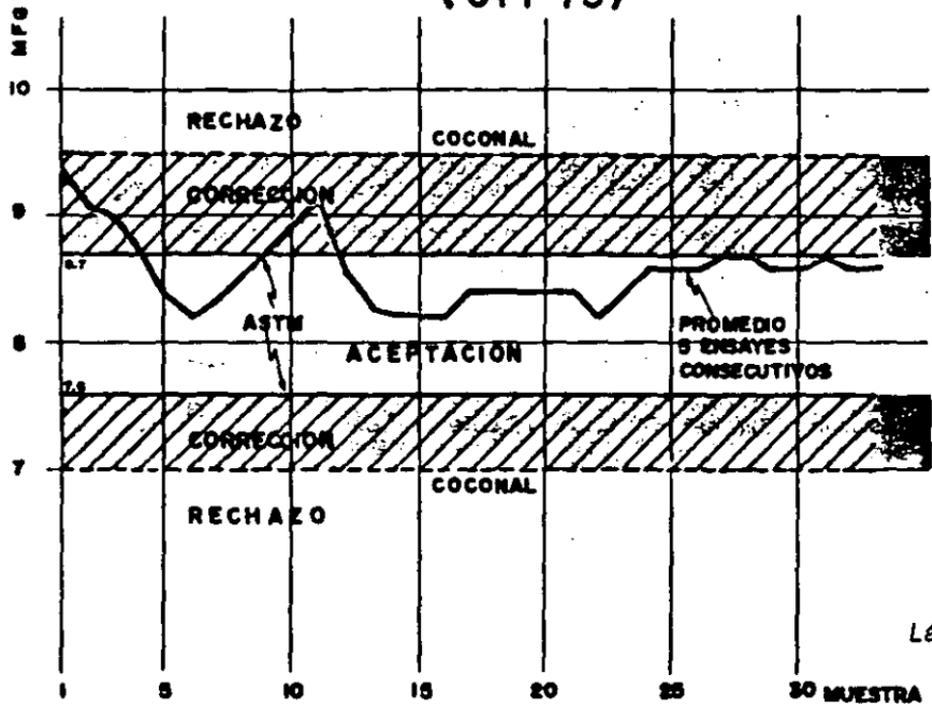


Lámina 9

**CARTA DE CONTROL:  
CONTENIDO INDESEABLE DE ARENA  
EN LA GRAVA (CTT-73)**

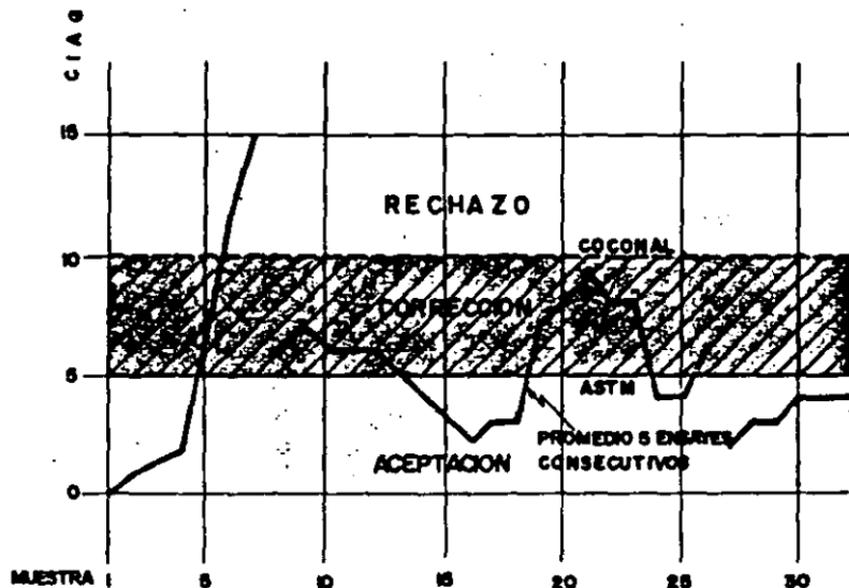


Lámina 10

vidual, 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.

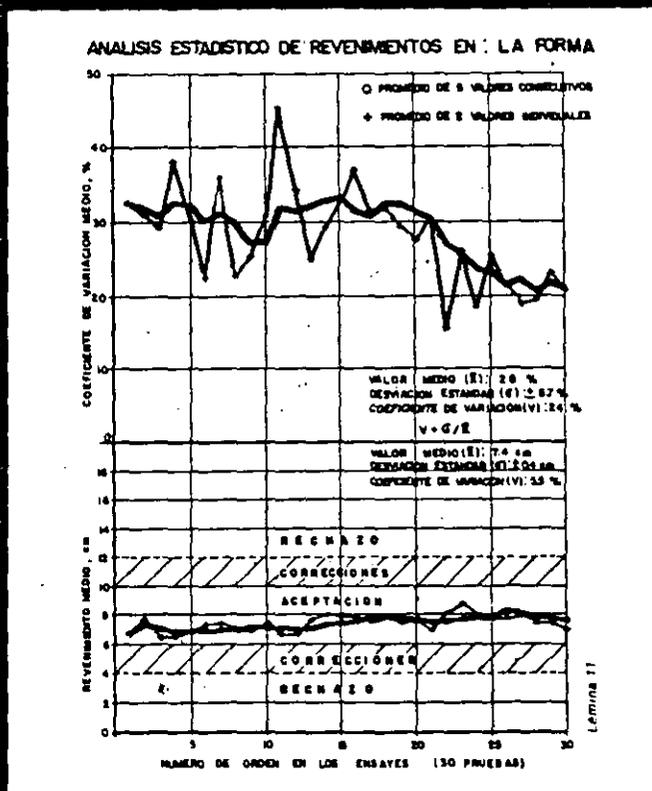
Lo importante de la PREVISION del Laboratorio estriba en tomar las medidas correctivas oportunas, para tratar de mantener el ingrediente dentro de la Zona de Aceptación. En caso de que la gráfica de tendencias entre a la Zona de Corrección, no debe suspenderse el proceso continuo (producción) hasta que 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 cementante (Lámina 6), que puede ser cemento solo o mezclado con puzolana, se pueden llevar Cartas 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 cementante imparte a la pasta aglutinante.

Para el caso de los aditivos y el agua, se aplican también Cartas 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 al 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 tierno.

En el segundo Nivel de Control debe controlarse la consistencia del concreto mediante la prueba de revenimiento, u otra similar.

En cada colado se debe llevar una Carta de Control para tratar de llevar la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación. En la Lámina 11 se presenta una Carta 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 nota 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 Cartas de Control se deben llevar tanto en la revolvedora como en la forma, para conocer la pérdida de agua durante el

transporte del concreto y hacer los ajustes pertinentes. 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; se pesa al aire; se vacía el concreto en un recipiente cilíndrico y se agrega agua para separar los ingredientes. Se agita con una varilla hasta expulsar todo el aire atrapado. Se dejan reposar los ingredientes y se llena de agua el resto del recipiente hasta enrasarlo. Se pesa el concreto sumergido. Se separa la grava por la malla No. 4 mediante lavado y se pesa sumergida; se separa la arena por la malla No. 100 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 No. 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. Aun-

que en una planta se esté 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".

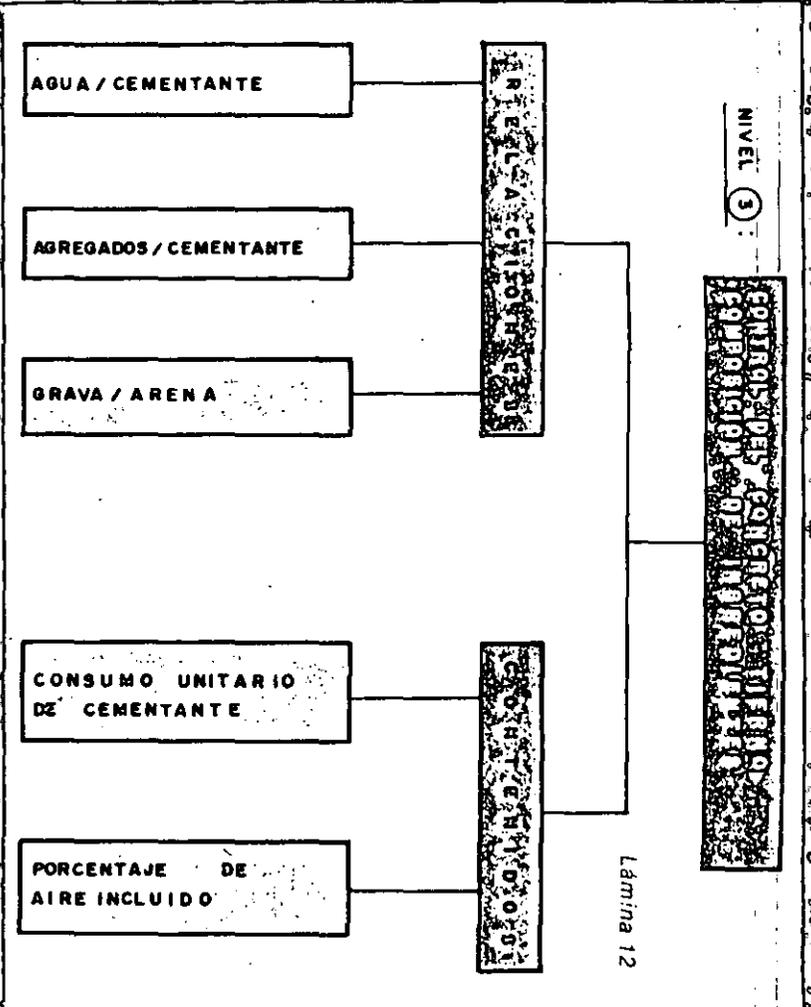
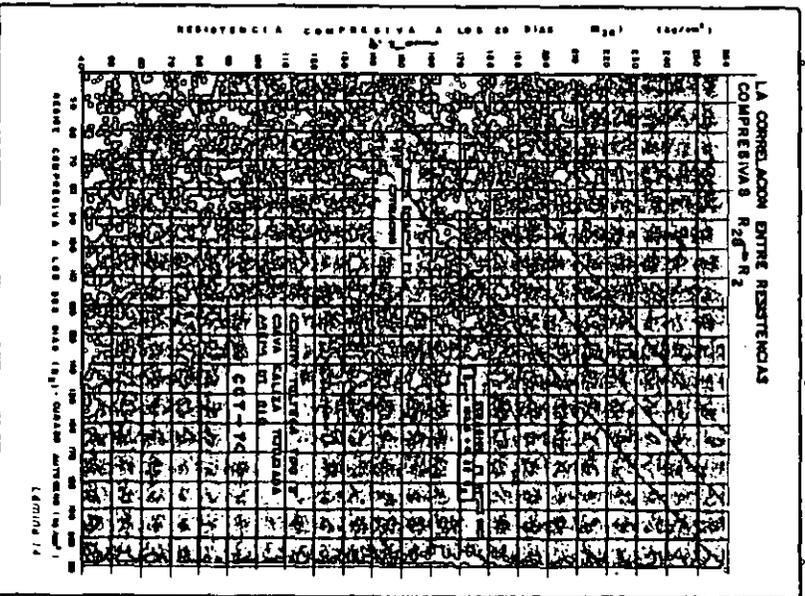
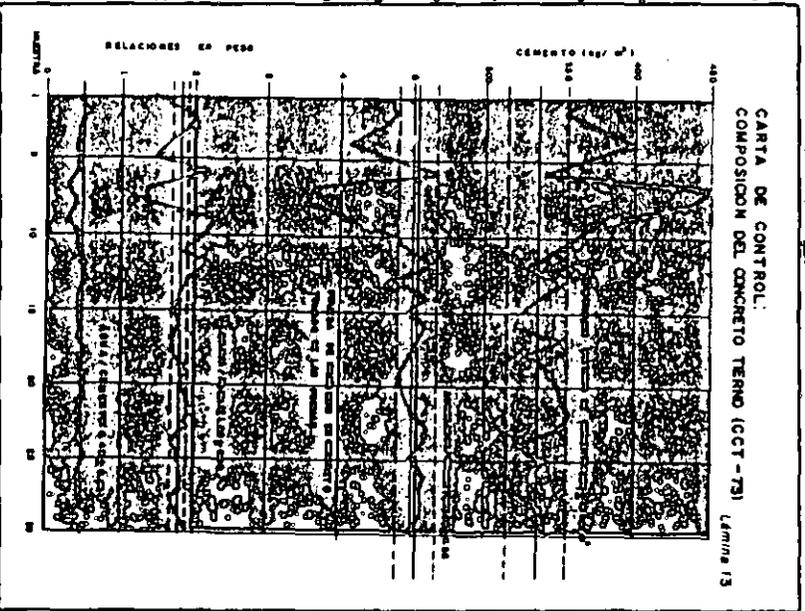
Si se efectúa la "prueba de inmersión", podemos saber si el concreto ya vibrado en la forma satisface ese Nivel de Calidad para que, en caso contrario, se tomen a tiempo las medidas correctivas y se logre que los ingredientes del concreto ocupen el espacio que les corresponde.

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 observa 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 toman 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?



**CARTA DE CONTROL:  
ANÁLISIS DE RESISTENCIAS COMPRESIVAS A 28 DÍAS  
(CCT-73)**

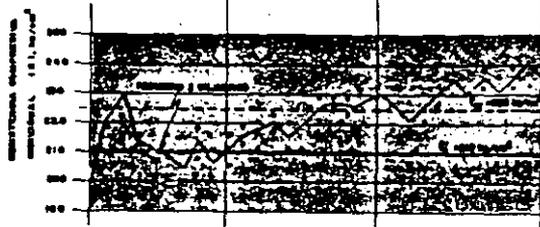
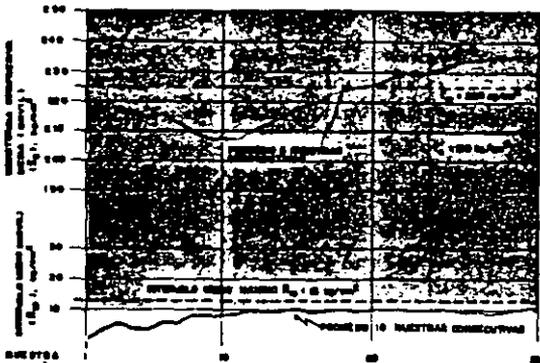


Lámina 15



**CARTA DE CONTROL: RESISTENCIA EN LOSAS**

- PROMEDIO DE 5 VALORES CONSECUTIVOS
- ◆ PROMEDIO DE 2 VALORES INDIVIDUALES

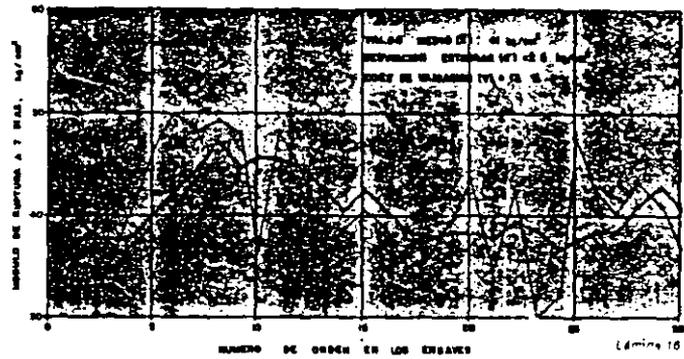


Lámina 16

**CARTA DE CONTROL: RESISTENCIA EN LOSAS**

- ⊕ PROMEDIO DE 5 VALORES CONSECUTIVOS
- ◆ PROMEDIO DE 2 VALORES INDIVIDUALES

$M_{cr} = 1.11 M_c$

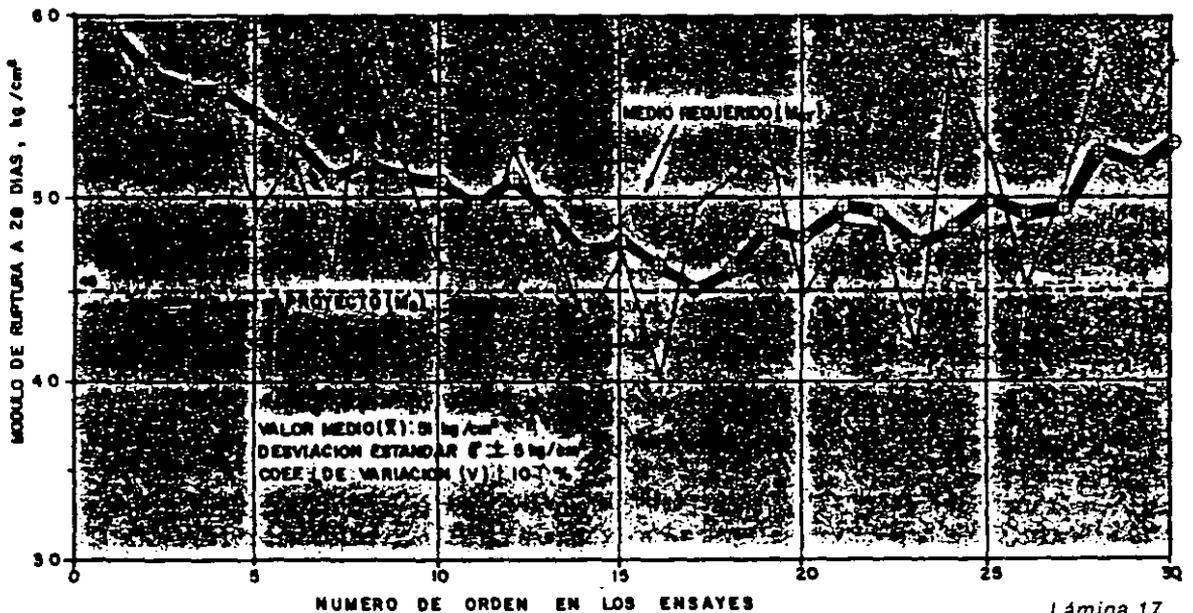


Lámina 17

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 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.

La resistencia obtenida después de un colado viene a ser HISTORIA, que es conveniente para la obra, pero no para decidir si se demuele o no un elemento estructural recién colado.

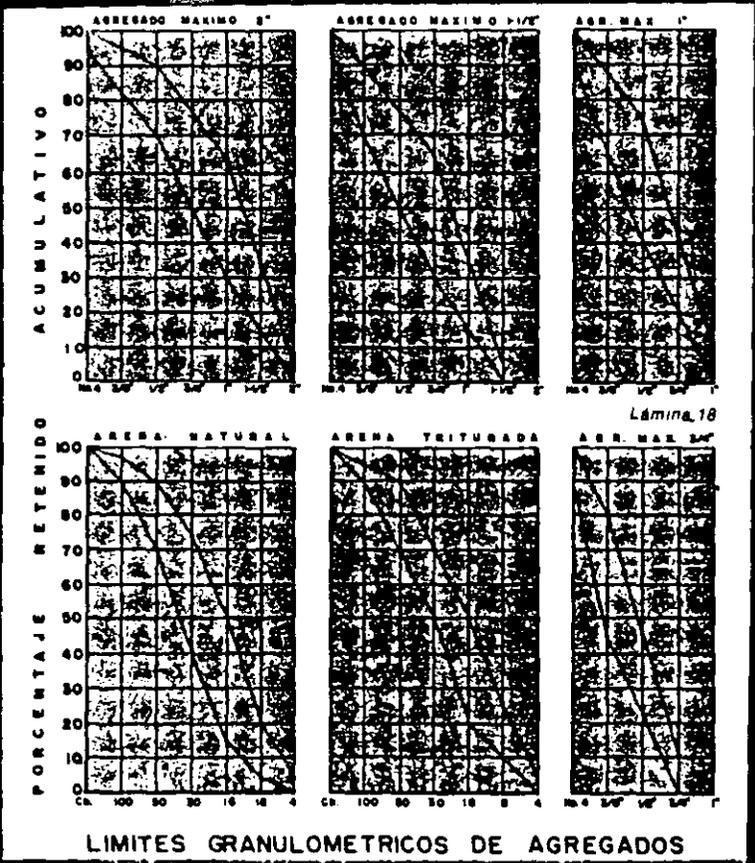
La terminación de un colado indica que en los diversos "Niveles", las Cartas de Control estuvieron bien aplicadas.

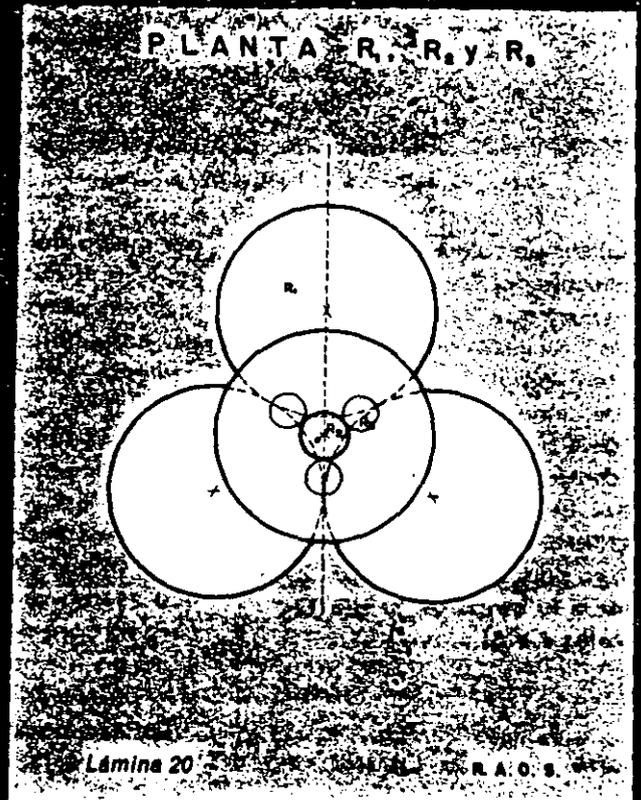
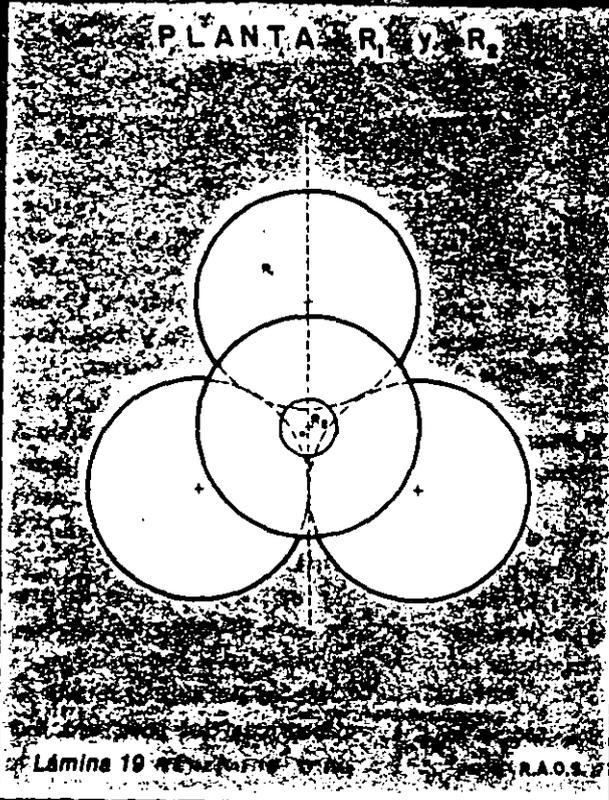
El quinto Nivel de Control se refiere a la resistencia a 28 días de probetas de concreto curadas convencionalmente y tomadas principalmente de la forma.

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 vi-





brado 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 cada uno de los que participan en el proceso constructivo debe desarrollar sus actividades con la mayor eficiencia posible, como: la correcta ejecución de las pruebas de laboratorio y, principalmente, la observación de los resultados; el vibrado efectivo; la aplicación correcta de la membrana de curado; el ranurado completo y oportuno de las losas de concreto para el control de las grietas; etc.

## SEGUNDA REFLEXION

¿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?

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 cuya graduación siga una cierta ley de continuidad" aceptada por la costumbre. Sin embargo, es muy conveniente pensar en que la sucesión de tamaños más conveniente 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 dejado entre las esferas de radios  $R_1$  y  $R_2$  puede llenarse con una esfera de radio me-

nor  $R_3$ , como se muestra en la Lámina 20. De la misma manera se puede ir obteniendo teóricamente la ley de variación, como la indicada en la Lámina 21.

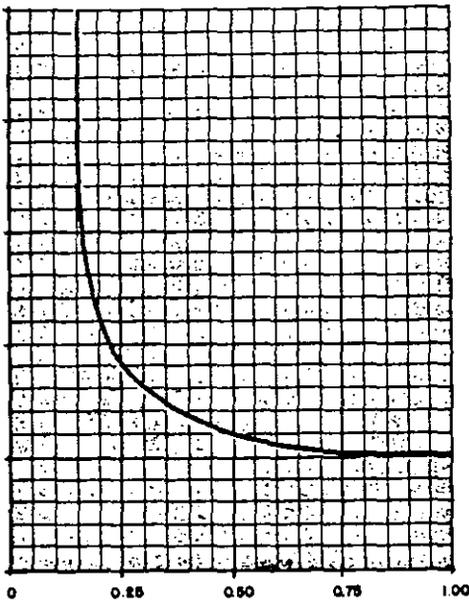
Los límites recomendables para una granulometría discontinua se sugieren en la Lámina 22.

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 demás. Si se continúan llenando huecos con esferas de graduación continua, siempre se seguirá desacomodando las demás esferas.

Precisamente la granulometría que da la mayor permeabilidad es

# RELACION ENTRE RADIOS

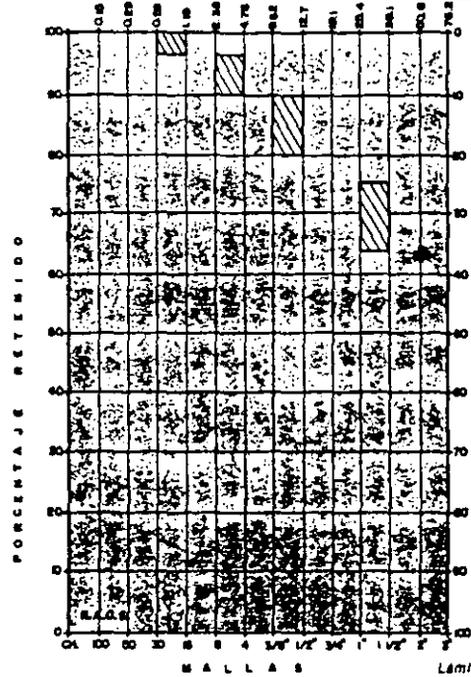


R.A.O.S.

Lámina 21

$R_1 / R_2$   
1, 2, 3.

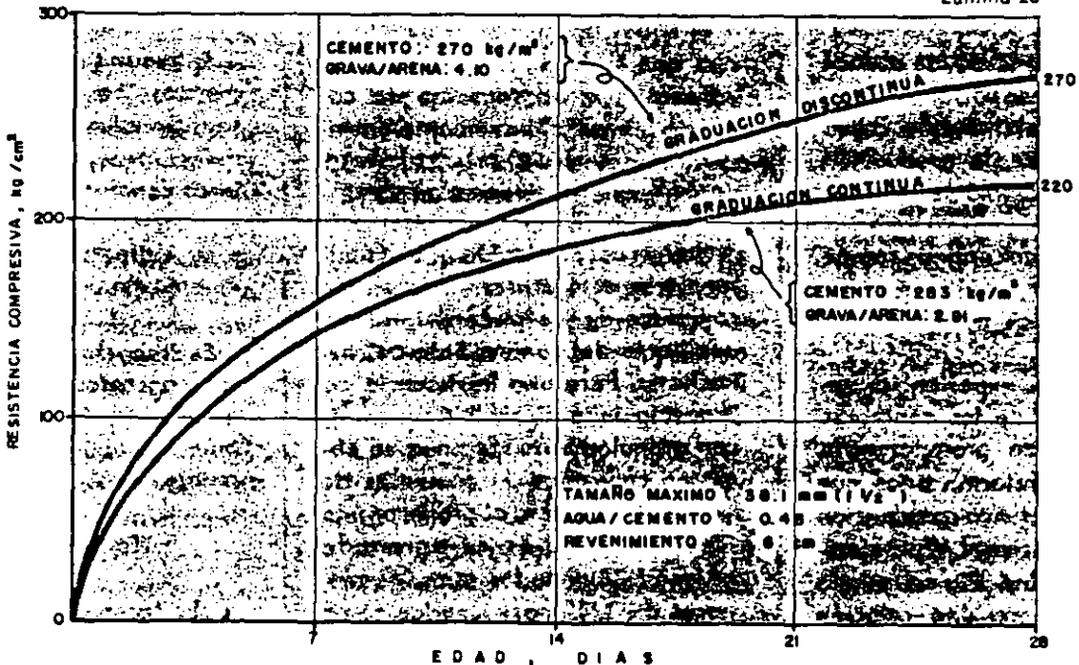
ABERTURA EN MILIMETROS



ZONAS GRANULOMETRICAS RECOMENDABLES  
PARA AGREGADOS CON GRANULOMETRIA  
DISCONTINUA

# RESISTENCIAS COMPARATIVAS EN CONCRETOS

Lámina 23





Aspecto parcial del salón de actos de la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de México, durante la conferencia de control de calidad.

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 continua 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 disconti-

nua 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-Pochutla. Para una Resistencia de Proyecto dada ( $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ), con granulometría continua se obtenían consumos de cementos de unos  $380 \text{ kg/m}^3$  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  $300 \text{ kg/m}^3$ , 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 aditivos 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?

CRITERIO PARA  
DEFINIR:

SE NECESITA  
CUANDO:

NO SE NECESITA  
CUANDO:

Lámina 24

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

Se tienen evidencias de que en el proyecto de un canal se acostumbra fijar resistencias mínimas, por ejemplo: 250 kg/cm<sup>2</sup>, y de que el concreto "pasa" todas las pruebas estipuladas en las normas tradicionales, pero a veces también "se pasa" el agua a través del mismo.

Hay fotografías donde 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, principalmente cuando el nivel freático se encuentra sobre la cubeta.

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 carpetas asfálticas, 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.

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL REVESTIMIENTO  
IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO



Lámina 25

Todo el conjunto de propiedades debe estar "cimentado" en una **BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA**; de no ser así, los párrafos que siguen carecen de significado.

La propiedad fundamental es la **IMPERMEABILIDAD** que se logra con una alta **COMPACIDAD** del concreto asfáltico, obtenida con la **MANEJABILIDAD** adecuada de la mezcla. No basta que el revestimiento sea "impermeable" sino que debe estar ausente 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 **COMPACIDAD** exigida y de la **ECONOMIA** limitada.

Íntimamente ligada a la **IMPERMEABILIDAD** se tiene la **RESISTENCIA A LA EROSION**, 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 **ECONOMIA**.

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 infiltración, en m/c.m. (Lámina de agua infiltrada/tirante del canal/día)

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/m/día)
<u>Suelos muy impermeables</u> - Arcillas de alta plasticidad, de consistencia firme a dura (CH) - Arcillas compactadas de baja plasticidad, de consistencia firme a dura (CL)	0.002 a 0.05
<u>Suelos impermeables</u> - Arcillas limosas de baja plasticidad, de consistencia blanda a firme (CL) - Limos arcillosos de baja compresibilidad, semi-compactos a muy compactos (ML)	0.05 a 0.10
<u>Suelos semi-permeables</u> - Limos arcillosos con intercalaciones de arenas limpias, de sueltos a compactos (ML)	0.10 a 0.20
<u>Suelos permeables</u> - Arenas arcillosas, de sueltas a semi-compactas (SC) - Arenas limosas con intercalaciones de limos arcillosos, de sueltas a compactas (SM)	0.20 a 0.50
<u>Suelos muy permeables</u> - Arenas limosas, de muy sueltas a semi-compactas (SM) - Arenas limpias mal graduadas (SP)	0.50 a 0.80

Lámina 26

Para fines de proyecto se puede 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 absorba los movimientos diferenciales del terreno de sustentación.

- Un aumento en la fricción interna del concreto asfáltico que reduzca al mínimo el flujo plástico en el talud: Aumentar al máximo la "estabilidad en el talud".

- Una mezcla suficientemente "plástica y manejable" durante su odillado, 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 expresión (1) se debe obtener a partir de estanques de prueba. 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 Coeficiente de Permeabilidad; estabilidad en el talud; flexibilidad; adherencia; dureza del cemento asfáltico; temperaturas del concreto asfáltico; 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; concreto asfáltico poroso a manera de filtro invertido, que debe conectarse a los subdrenes de la cubeta para dar salida al agua que se

## CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

### a) Fabricación

El control se hará esencialmente para asegurar:

- La calidad de los materiales
- La adherencia del cemento asfáltico 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) Ensayes de compacidad
  - 3) Ensayes de extracción (rotarex)
- La estabilidad en el talud (y la flexibilidad)

Las 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 compacidad).

### b) Supervisión de la colocación

Durante la ejecución de la obra se deberá dar mucha importancia a la supervisión permanente de los siguientes puntos:

- 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 (traslapo entre cañes)
- 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
- Compacidad

Lámina 27

CARTA DE CONTROL: CAPA IMPERMEABLE

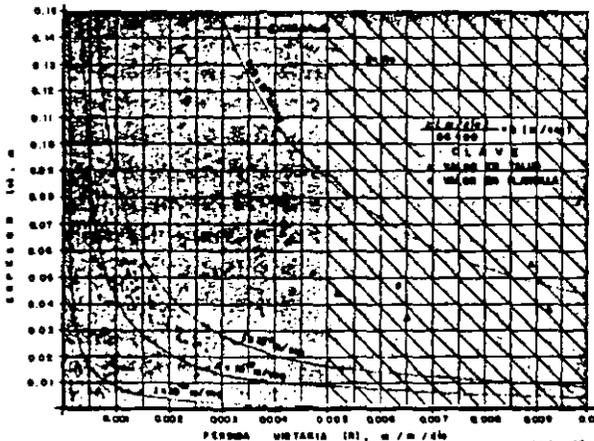


Lámina 28

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL PAVIMENTO FLEXIBLE PARA UNA AEROPISTA



Lámina 29

logra infiltrar. En el caso de vasos artificiales, se debe colocar una serie de capas bajo la capa impermeable, con diferentes grados de permeabilidad, 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 sobre la cual se colocó la verdadera capa impermeable, que se compactó con dos rodillos ligeros 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.

## 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 ECONOMÍA, están íntimamente ligadas a la "vida" asignada a la obra.

Con el fin de lograr la INDEFORMABILIDAD deseada, la carpeta as-

fáltica 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 COMPACIDAD 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 VOLUMÉTRICA 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, la 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 HOMOGENEA, 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 COMPACIDAD relativamente alta; también con más cemeneto 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 "parches" de casimir inglés?, o viceversa, v.gr. cuando se trata del "bacheo" de una carpeta.

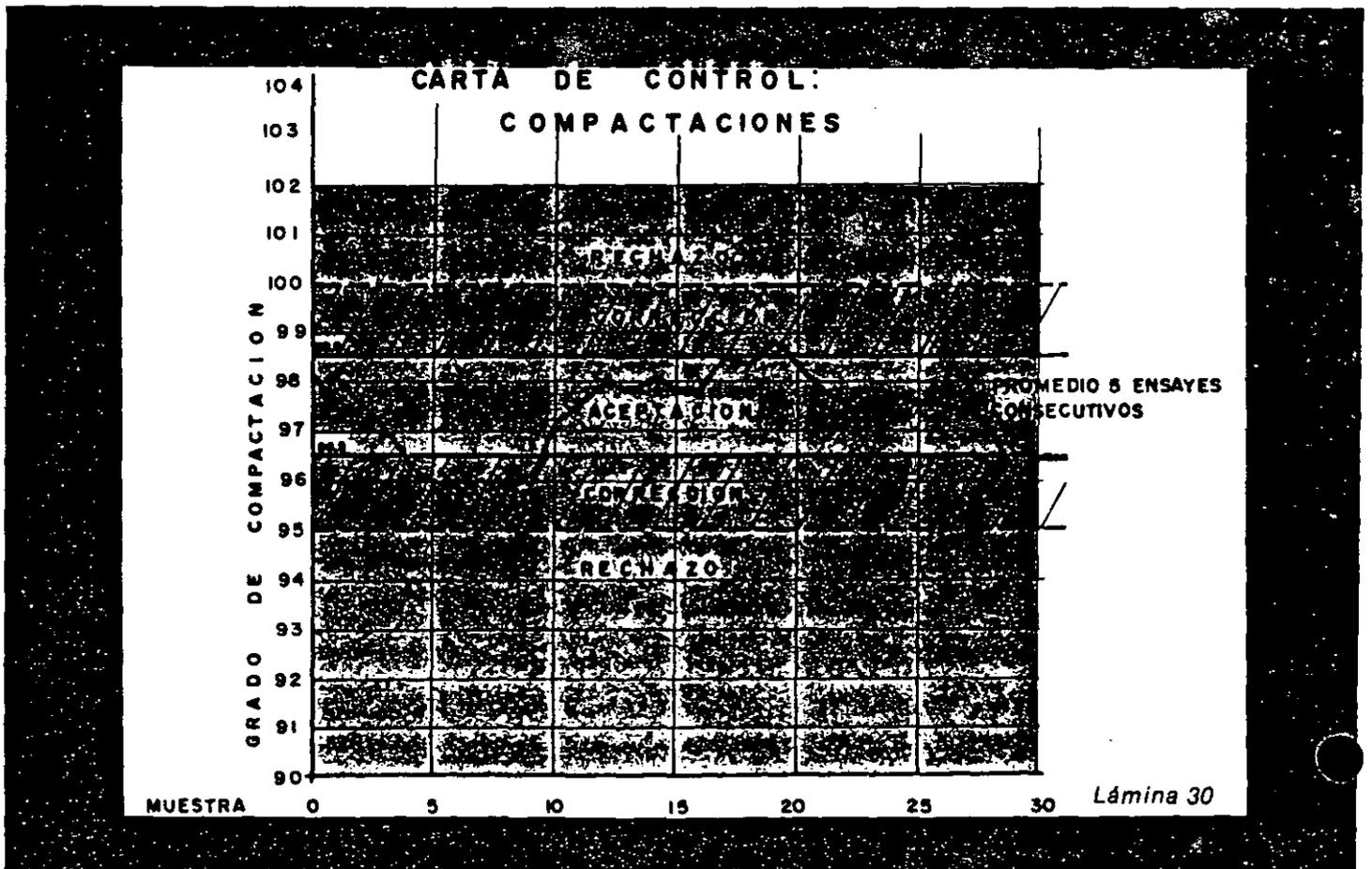
#### SEPTIMA REFLEXION

¿Es sinónimo de calidad exigir los "famosos" 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 re-

sistencia 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 satu-



CARTA DE CONTROL: HUMEDADES

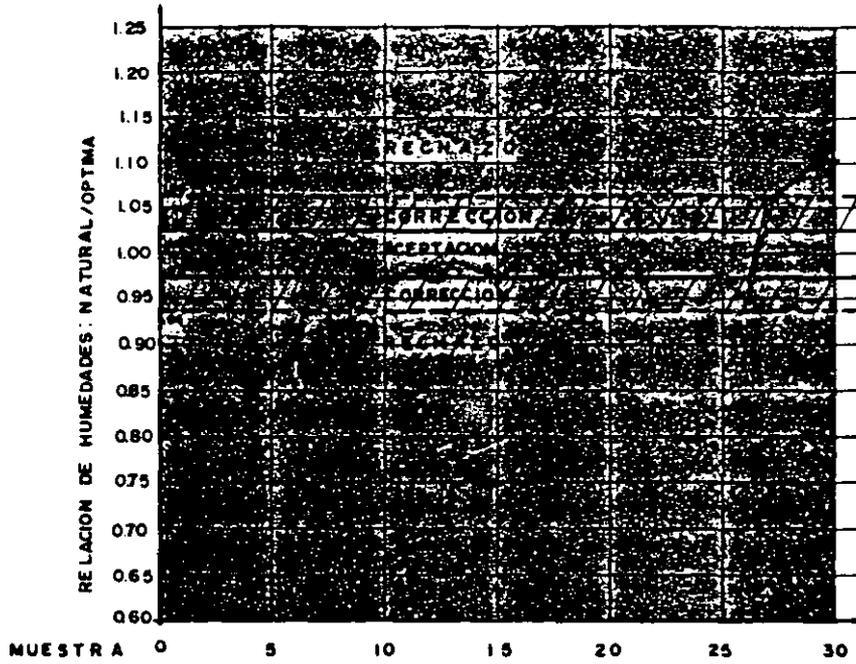


Lámina 31

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO

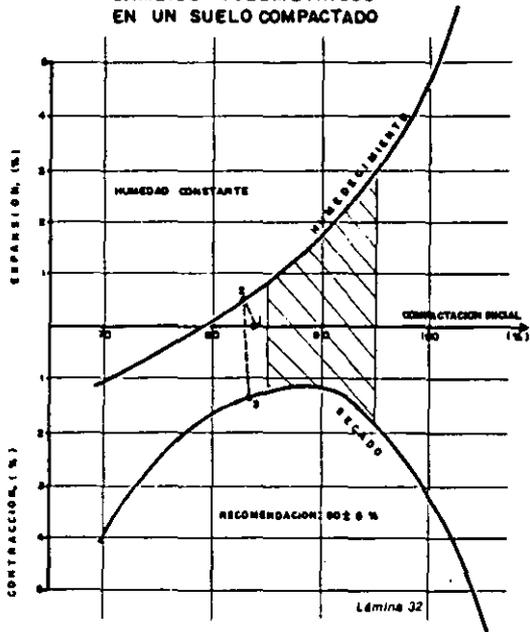


Lámina 32

CAMBIOS VOLUMETRICOS EN UN SUELO COMPACTADO

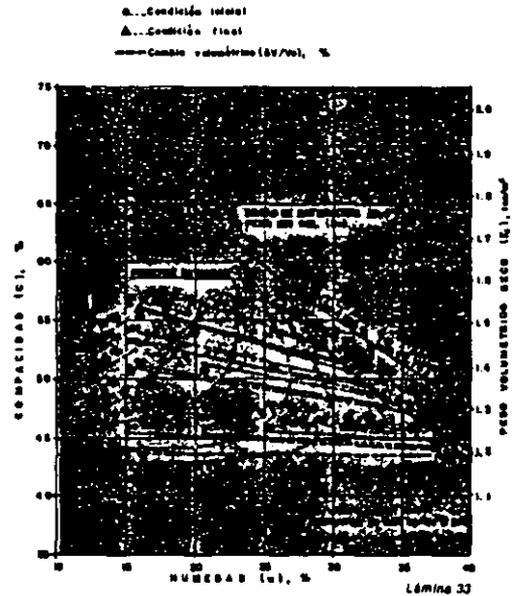


Lámina 33

rarse. 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 Caridad, Son."

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

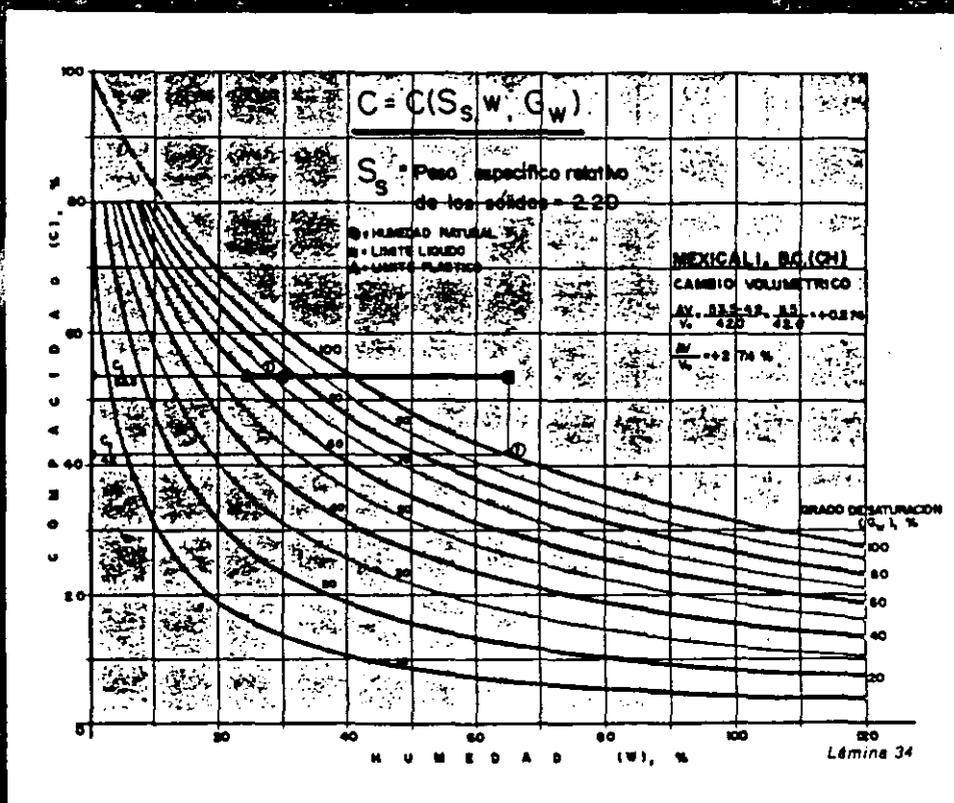
Relación de Humedades (Humedad del lugar/Humedad Optima), se observa que se ha tratado de mantener la gráfica de tendencias dentro de la Zona de Aceptación.

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

SRH), 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 culpa al Residente o al Contratista diciendo que es "muy malo".





# TRAMO DE PRUEBA EN CAPA SUBRASANTE

HUMEDAD INICIAL :  $15.5 \pm 1.5$  % } RELACION DE HUMEDAD =  $\frac{15.5}{18.5} = 0.84$   
 HUMEDAD OPTIMA : 18.5 %

ESESOR DE CAPA COMPACTA : 25 cm  
 TIPO DE SUELO : ARCILLA ARENOSA (CL)  
 FECHA DE LA PRUEBA : SEPTIEMBRE 1978

AEROPUERTO VILLA HERMOSA, TAB.

GRADO DE COMPACTACION PROCTOR SOP (Por ciento)

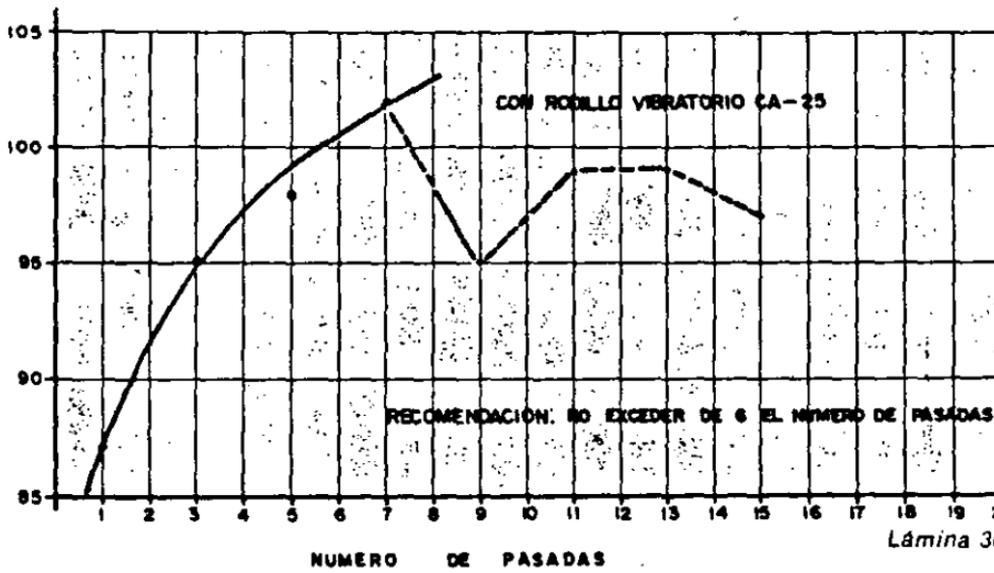


Lámina 36

## CARTA DE CONTROL: CAPA SUBRASANTE

COMPACTACION, %      RELACION DE HUMEDAD

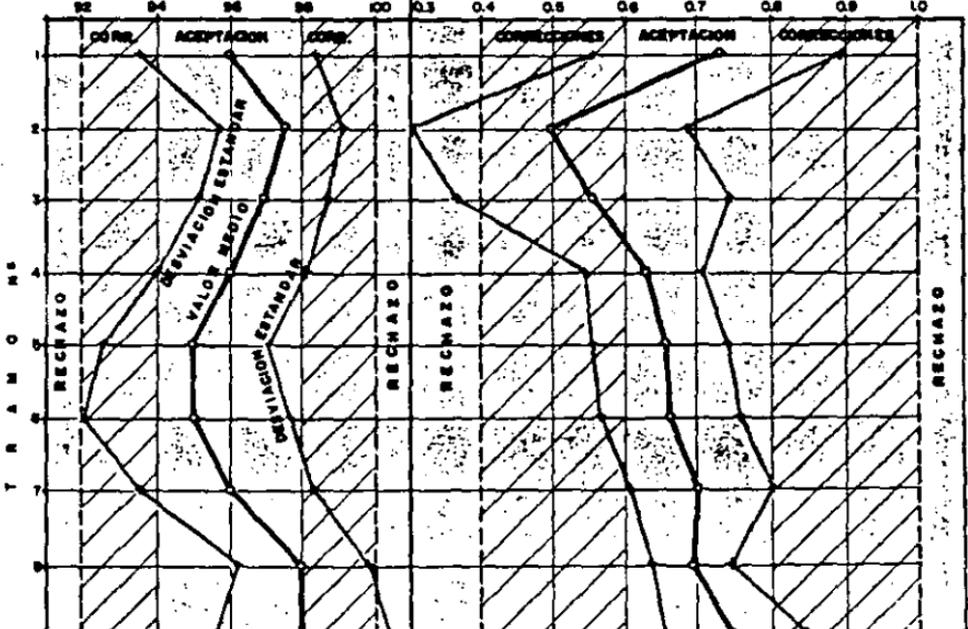


Lámina 37

¿No sería más práctico recomendar una compactación de  $90 + 5\%$  (proctor SRH), 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:  $3 \text{ ó } 4\%$ . Aplicando los resultados de la Lámina 33, se puede fijar la Zona de Rechazo, definida como aquella en que la combinación de compacidades (C) y humedades (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  $25 + 2\%$ , 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/Optima) 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-Pochutla.

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, 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 Rechazo correspondientes, propios de esa obra, para que el Laboratorio de Control de Calidad auxille al Constructor en el logro de ese Nivel de Calidad establecido.

## REFERENCIA

(1) COCONAL.- "Comentarios sobre Cambios Volumétricos y Relaciones". VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Tomo III. Guanajuato, Gto. Noviembre de 1976.



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

**CURSOS ABIERTOS  
CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**PREVENCION DE LA FATIGA**

**ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO**

**MAYO 1994**

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

# PREVENCIÓN DE LA FATIGA EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

M.I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

La fatiga o “cansancio” de un pavimento ocurre cuando en alguna de las capas se ha llegado a niveles de esfuerzos y deformaciones tales que se presentan agrietamientos prematuros o deformaciones excesivas, al rebasarse los valores máximos admisibles de las resistencias o deformabilidades de los materiales constitutivos, después de un cierto número de repeticiones de carga.

Para diagnosticar y combatir la fatiga se requiere tener un conocimiento profundo de los criterios básicos que gobiernan el comportamiento real de las estructuraciones de un pavimento. Hay una gran variedad de estructuras, desde las secciones convencionales o tradicionales, en que se procura que las capas del pavimento vayan aumentando gradualmente su capacidad de carga inicial, a medida que se acercan a la superficie de rodamiento, hasta las secciones “invertidas” en que se pretende que las rigideces relativas de las capas vayan aumentando con la profundidad. El análisis de esfuerzos y deformaciones bajo cargas cíclicas de las diversas estructuraciones planteadas, tratando de simular las condiciones de comportamiento real, permiten tener mayores posibilidades de solución al problema de la fatiga en los pavimentos.

Uno de los criterios básicos y más racionales de análisis, mundialmente aceptado, se refiere a que los esfuerzos de tensión (y deformaciones), después de un número dado de repeticiones de carga, no deben rebasar las máximas resistencias de tensión (y deformabilidades) que puede alcanzar la carpeta asfáltica en sus fibras inferiores, para una temperatura dada.

De aquí resulta el primer remedio que se ocurre establecer:

*• Aumentar la resistencia a la tensión de la carpeta asfáltica mediante refuerzos adicionales, como mallas sintéticas, o con modificadores (polímeros, etc.) incorporados en el concreto asfáltico.*

Lo anterior implica realizar análisis económicos completos entre varias opciones de estructuración, incluso las de aumentar espesor de capa y/o calidades de materiales.

Otros criterios de análisis se apoyan en las deformaciones unitarias máximas de tensión en la carpeta asfáltica y en las deformaciones unitarias verticales máximas en la parte superior de las capas no rigidizadas, así como en el valor máximo del esfuerzo de tensión en las capas rigidizadas, antes de calcular el número de aplicaciones de carga que soportará cada una de las estructuraciones de pavimento consideradas. Cuando la deformación vertical en la superficie de la carpeta asfáltica se reduce por ejemplo a la mitad, se alargará aproximadamente al doble la vida útil de la capa.

Esta es una relación casi directa que induce a establecer otro remedio importante:

- *Rigidizar al máximo las capas inferiores, de acuerdo con las características mecánicas del terreno de apoyo.*

Por consiguiente, el primer paso para resolver el problema consiste en revisar los criterios básicos de análisis y proyecto, enfocados a la rigidización racional de sus capas.

Una de las prácticas más comunes en México que debería de prohibirse de inmediato es la de incluir o mezclar "cementantes finos", principalmente arcillosos, en las bases hidráulicas de agregado triturado. ¿Para qué fabricar bases tan costosas que de antemano sabemos que van a ser deformables? La indeformabilidad es la propiedad fundamental que se busca para que un pavimento flexible sea estable (y duradero). Cualquier usuario prefiere transitar mejor sobre la cubierta de una "mesa de billar" que en un empedrado sobre lodo. Entre otras propiedades o características importantes se encuentran la economía, la durabilidad y la seguridad, asociadas respectivamente a la vida del proyecto, a la plasticidad del concreto asfáltico y a la rugosidad de la superficie de rodamiento.

Todo lo anterior, junto con la indeformabilidad, requieren "cimentarse" en un apoyo firme y homogéneo, con desplante en un terreno volumétricamente estable a los cambios de humedad.

El "equilibrio estable" entre las principales propiedades o características de un pavimento flexible se ilustran esquemáticamente en la Lámina # 1. En la Lámina # 2 se propone una sección estructural estable para un pavimento flexible (Refs. # 1 a 10), que viene siendo una solución para el segundo remedio estipulado anteriormente: *"Rigidizar al máximo las capas inferiores..."*

Dicha sección estructural corresponde a la sección "invertida", en contraste con la tradicional o convencional, en que las rigideces de las capas disminuyen con la profundidad. Tiene las ventajas siguientes al aumentar hacia abajo las rigideces de las capas:

- 1) Al rigidizar con cemento Portland la sub-base (SBR), se logrará una verdadera zapata continua de cimentación, que absorberá la mayor parte de las deformaciones y los esfuerzos inducidos por el tránsito (frecuencia e intensidad de cargas) y transmitirá bajos esfuerzos a la sub-rasante compactada (SRC), la cual conviene que sea granular.

- 2) La capa de SBR limitará el ascenso de "finos" provenientes de la capa inferior (SRC) y ayudará a conducir al exterior el agua que pudiera provenir de la capa superior (BTT).

- 3) Al utilizar grava dura totalmente triturada (con arena) en la base hidráulica (BTT), se logrará una gran capacidad de carga por el alto grado de trabazón y permeabilidad entre sus partículas, las cuales desarrollarán una fricción alta a pesar de las variaciones de humedad que hubiere. Cabe hacer notar de nuevo que las bases arcillosas deberían "erradicarse" ya, puesto que en la pri-

mera temporada de lluvias bajará su resistencia al esfuerzo cortante y aumentará su deformabilidad, si el agua penetrara por alguna fisura o grieta en la carpeta asfáltica, con el deterioro y perjuicios consiguientes.

4) La capa de BTT distribuirá las grietas que se generen en la SBR e impedirá que se reflejen a la capa de concreto asfáltico hecha en caliente (CAC). Realmente la capa de CAC viene a ser una "cataplasma" confinante de la BTT, similar a los durmientes y los rieles que confinan al balasto utilizado en las vías férreas.

5) A medida que aumenta la rigidez de la sub-base con relación a la de la base, se lograrán menores esfuerzos y deformaciones en las diferentes capas, lo cual conducirá también a menores desplazamientos verticales por el efecto de las cargas cíclicas que induce el tránsito en la superficie rugosa de rodamiento (SRR) y, por lo tanto, a menor agrietamiento por tensión del concreto asfáltico, *menor fatiga y mayor vida útil*

6) La vida económica del proyecto se mantendrá con el mínimo de gastos de conservación. Sólo se requerirán riegos de sello para dar la rugosidad que exige la seguridad del usuario. Es preferible "construir bien desde abajo" y no estar colocando o cambiando "cobijas" (carpetas) constantemente, sin resolver el problema de la estabilidad general del pavimento para prevenir la fatiga del mismo.

Todavía falta mucho por investigar en esta materia, sobre todo en el campo experimental, para lo cual se necesita el apoyo de las instituciones responsables de estas obras (SCT, CPFISC, CFE, ASA, SC-Gob. Edo. Ver, etc.). Es indispensable que la simulación con métodos numéricos del comportamiento de la sección estructural "invertida" esté apoyada en observaciones y mediciones reales que se hagan en tramos que están en observación en diversas obras, como son: Aeropuerto Durango (ASA); Av. 20 de Noviembre en Xalapa, Ver. (SC-Gob. Edo. Ver); Autopista Guadalajara-Cd. Guzmán (SCT- CPFISC); Autopistas Puebla-Orizaba y México-Cuernavaca (CPFISC) y Camino de acceso al P.H. Aguamilpa, Nay. (CFE). Además, se requiere la caracterización de materiales, a partir de pruebas triaxiales dinámicas de laboratorio en especímenes mayores de lo usual, ejecutadas en instituciones de investigación.

## REFERENCIAS

1) Romo O., Miguel P. y Orozco S., R.V. "Sub-bases estabilizadas para caminos". II Congreso de la Academia Nacional de Ingeniería. Mérida, Yuc. 1978.

2) Orozco S., R. V. Observaciones personales en diversas secciones estructurales de pavimentos construidos por ASA, SCOP (Ver.) y CPFISC. 1984 a 1990.

3) Orozco S., R. V. Estudio para Desarrollar un Método Analítico Aplicable al Diseño de Pavimentos. Elaborado para la Dirección General de Carreteras Federales, SCT. 1987 y 1988.

4) R.V. Orozco y Cía. S.A. de C.V. Revisión del Proyecto del Pavimento Flexible de la Nueva Autopista "Plan de Barrancas", en los Edos. de Jalisco y Nayarit. COCONAL, S.A. de C.V. May. 89.

5) Orozco S., R. V. Introducción y Conclusiones al Seminario AMIVTAC sobre Agrietamiento de Carpetas Asfálticas a Corta Edad. Nov. 5 de 1989.

6) Orozco S., R. V. Conferencia: Pavimentos Flexibles con Sección Invertida y su Control de Calidad. Universidad Autónoma de Querétaro. Mar. 20 de 1990.

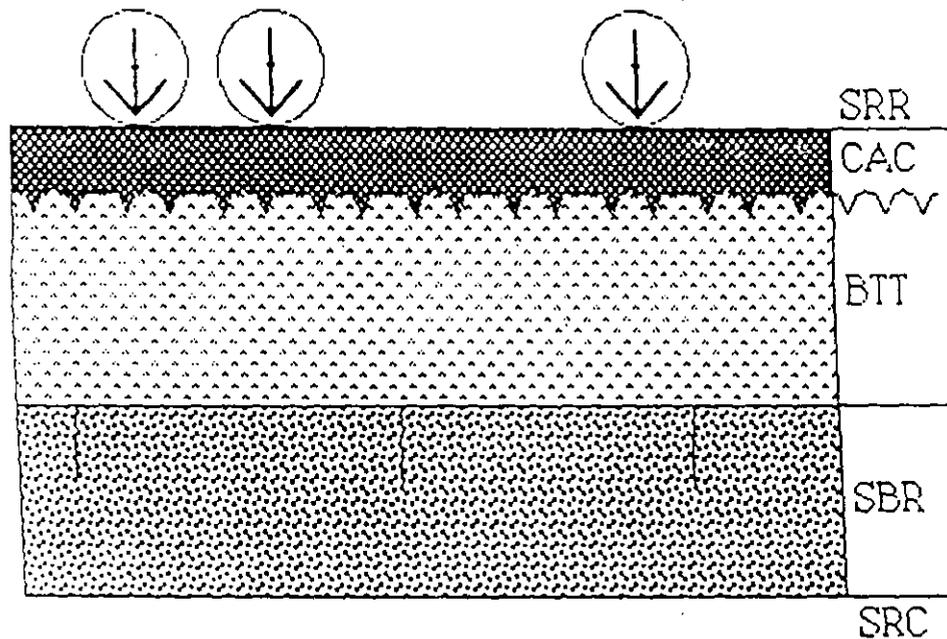
7) Orozco S., R. V. "Sub-bases Rigidizadas con Cemento". Reunión Técnica de Jefes Regionales de CPFISC. Guadalajara, Jal. Abr. 19 -20, 1990.

8) Romo O., Miguel P. y Orozco S., R. V. "Rigidización de Sub-bases. Un Nuevo Enfoque en el Diseño de Pavimentos Flexibles". XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. San Luis Potosí, SLP. Nov. 1990.

9) R.V. Orozco y Cía. S.A. de C.V. Revisión del Proyecto del Pavimento Flexible de la Autopista Torreón-Cuencamé-Durango, Tramo Gómez Palacio-Cuencamé. Autopistas de Cuota, S.A. de C.V. Jul. 1991.

10) R.V. Orozco y Cía. S.A. de C.V. Estudios de los Bancos de Materiales y Revisión del Proyecto del Pavimento para el Libramiento de la Cd. de Tepic, Nay. CFE. Sept. 1991.

# SECCION INVERTIDA EN UN PAVIMENTO FLEXIBLE



SRR= Superficie Rugosa de Rodamiento

CAC= Concreto Asfáltico Caliente

BTT= Base Totalmente Triturada

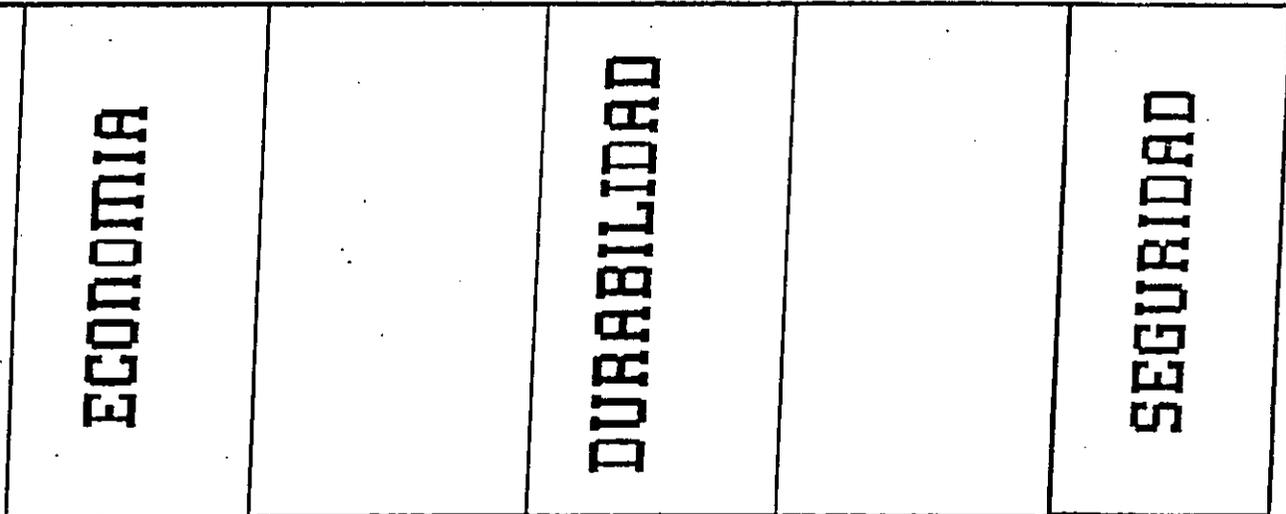
SBR= Sub-Base Rigidizada

SRC= Sub-Rasante Compactada

*ESTABILIDAD EN UN FUNDAMENTO FLEXIBLE*



INDEFORMABILIDAD



APOYO FIRME Y HOMOGENEO

TERRENO DE CIMENTACION



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

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**IV CONGRESO IBERO-LATINOAMERICANO DEL ASFALTO**

**MAYO 1994**

## 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, Són.

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. Benjamín 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 <sup>3</sup> /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.

- c. Capa impermeable. Es la capa de concreto asfáltico denso, colocada directamente sobre la base para proporcionar un recubrimiento impermeable, el cual debe cumplir con las características especificadas de: durabilidad, flexibilidad, estabilidad en el talud, resistencia a la erosión y economía.
- d. Revestimiento asfáltico. Está constituido por una base (generalmente asfáltica, permeable o impermeable) y una capa impermeable de concreto asfáltico.
- e. Compacidad. Se define como el volumen de sólidos entre el volumen total del concreto asfáltico.

### III. PROYECTO DEL REVESTIMIENTO ASFALTICO (Refs. 1, 3, 4 y 5)

El objetivo principal del proyecto de un revestimiento consiste en obtener, simultáneamente, el valor máximo de los siguientes parámetros: impermeabilidad, durabilidad, estabilidad del concreto asfáltico en el talud, flexibilidad, resistencia a la erosión y economía. En el caso del proyecto de las mezclas asfálticas, la impermeabilidad y la durabilidad son las propiedades más importantes.

#### Infiltración en la Capa Impermeable

Es necesario que las infiltraciones en el canal se mantengan en un nivel menor que el valor máximo establecido en el análisis económico. De acuerdo con la Ec. 1, la infiltración está relacionada con el coeficiente de permeabilidad y el espesor de la capa impermeable:

$$k = R e \quad (1)$$

en donde:

- k = coeficiente de permeabilidad de la capa impermeable, m/día;
- R = pérdida unitaria por infiltración, m/m/día (lámina de agua infiltrada/tirante del canal/día).

Para fines de proyecto, se puede asignar a R un valor de 0.005 m/m/día. Las pérdidas unitarias por infiltración se pueden estimar por medio de estanques de prueba y el coeficiente de permeabilidad del concreto asfáltico puede ser medido con un permeámetro.

### Impermeabilidad del Revestimiento Asfáltico

Si se evita la formación de grietas y fisuras en la capa impermeable, es posible garantizar la impermeabilidad especificada, la cual se puede lograr mediante:

- a. Una base firme y homogénea que absorba los movimientos diferenciales del terreno natural.
- b. El aumento de la fricción interna del concreto asfáltico, de tal manera que se reduzca al mínimo el flujo plástico en el talud. Esto trae consigo la máxima estabilidad del concreto asfáltico en el talud.
- c. Una mezcla asfáltica que conserve una plasticidad y una manejabilidad adecuadas, durante el "rodillado". De esta manera, también se alcanzan la flexibilidad y la compacidad previstas, las cuales se deben presentar al mismo tiempo que la rigidez requerida para garantizar la estabilidad del concreto asfáltico en el talud.

### Durabilidad del Concreto Asfáltico

Esta propiedad es función directa de la adherencia del cemento asfáltico con los agregados pétreos. La adherencia aumenta a medida que se incrementa la basicidad de los agregados pétreos, así como los contenidos de cal y de agregado grueso triturado. Si se considera solamente la durabilidad del concreto asfáltico, son preferibles los cementos asfálticos blandos (de mayor penetración, por ejemplo: 85/100 grados) que los duros (de menor penetración, por ejemplo: 40/50 grados), ya que estos últimos necesitan más tiempo para endurecerse (oxidarse). Sin embargo, también es necesario tomar en cuenta las temperaturas máximas esperadas y la posición del concreto asfáltico (en el talud o en la plantilla). En el caso del canal "Independencia", se decidió utilizar un cemento asfáltico de 60/70 grados de penetración.

### Relación entre los Parámetros de Proyecto del Revestimiento Asfáltico

En la Fig. 1 se muestra, esquemáticamente, la relación entre los diversos parámetros que intervienen en el proyecto de un revestimiento asfáltico. Es fundamental contar con una base firme y homogénea, ya que las propiedades de la capa impermeable dependen directamente de la base subyacente.

La propiedad más significativa del revestimiento asfáltico es la impermeabilidad, cuyo valor máximo corresponde a la máxima compacidad 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 compacidad 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:

$$k = f(n) \quad (2)$$

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.

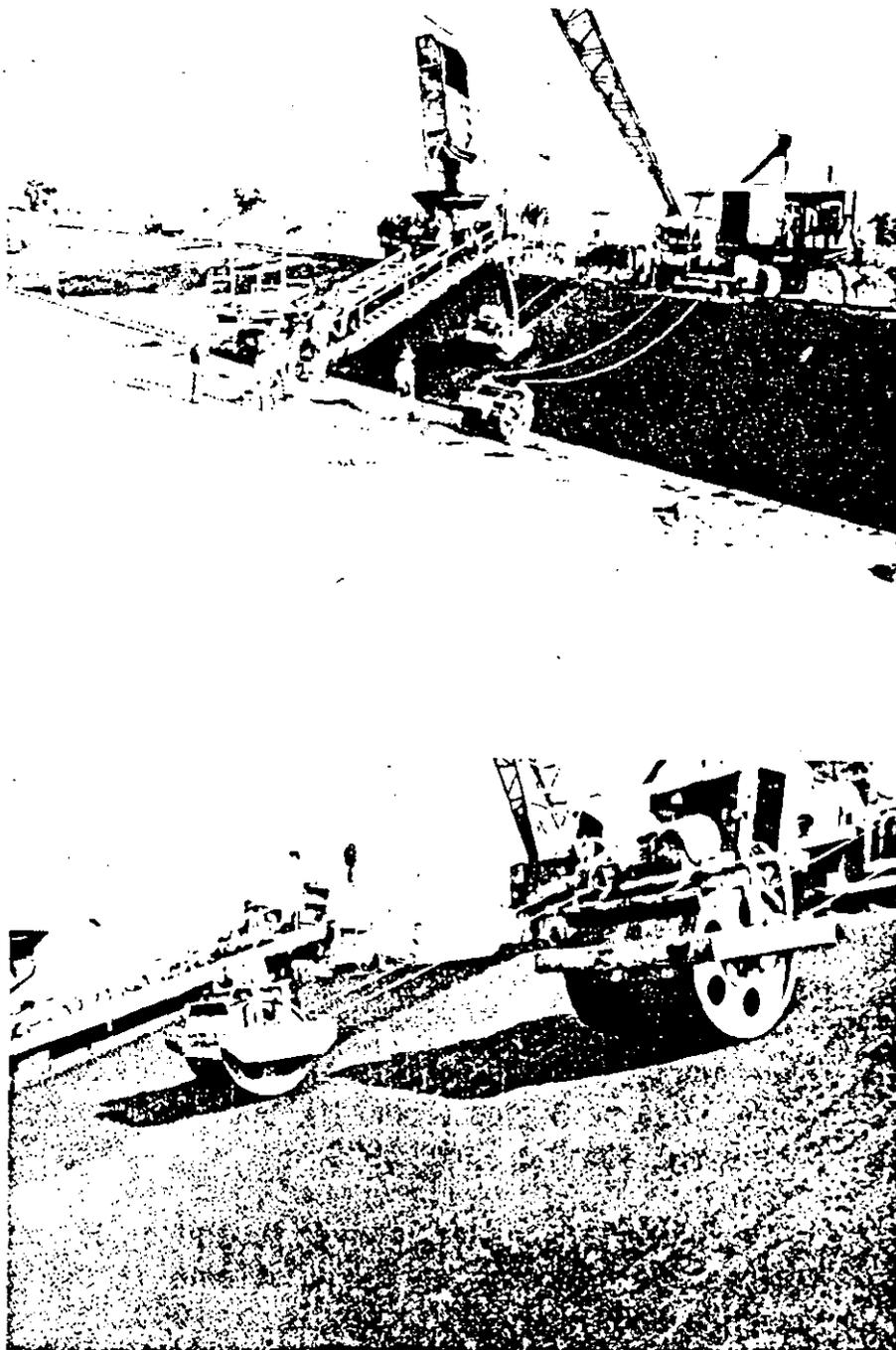
#### IV. CONTROL DE CALIDAD DE LA CAPA IMPERMEABLE (Refs. 5 y 6)

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 compacidad.
  - c. Ensayos de extracción ("Rotarex").
- Estabilidad (y flexibilidad) del concreto asfáltico en el talud.



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

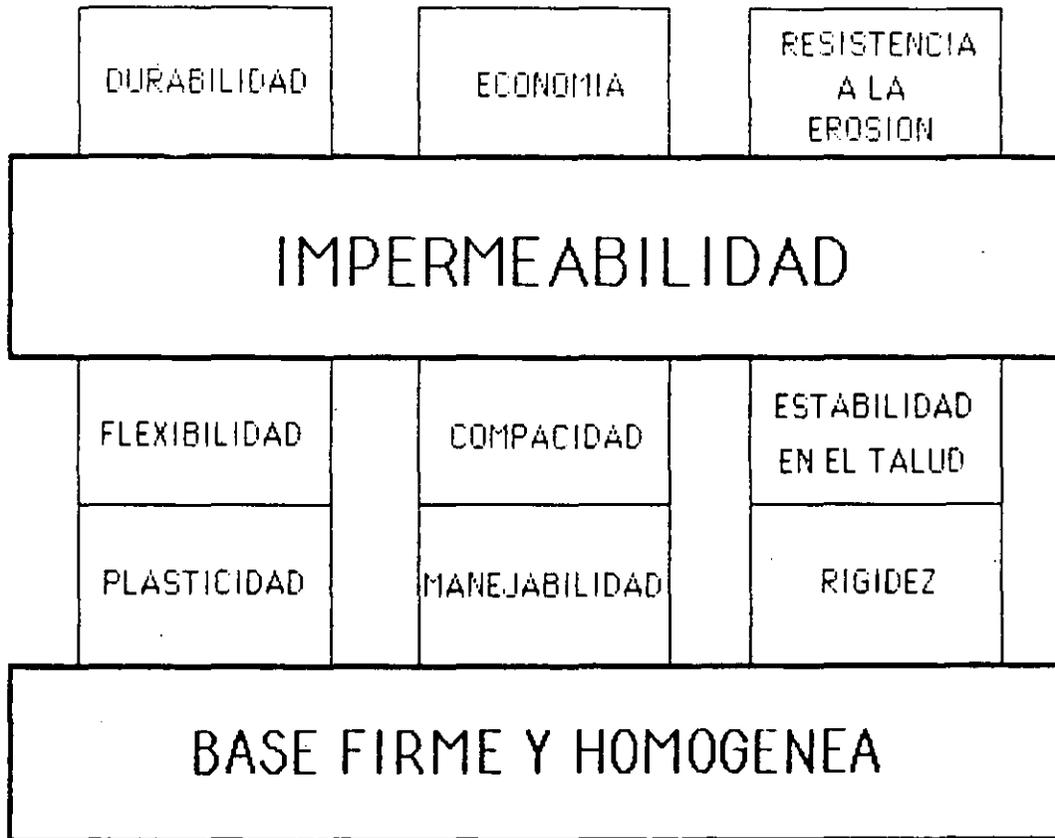


Figura 1. Parámetros que intervienen en el proyecto de un revestimiento asfáltico (Ref. 4).

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/m<sup>2</sup>.
- 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 periodo, 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.

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, Sln., 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.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**II CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA**

**MAYO 1994**

Palacio de Minería    Calle de Tacuba 5    Primer piso    Deleg. Cuauhtémoc 06000    México, D.F.    APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955    512-5121    521-7335    521-1987    Fax 510-0573    521-4020 AL 26

## II CONGRESO NACIONAL DE HIDRAULICA

ALGUNOS ASPECTOS SOBRE LOS REVESTIMIENTOS IMPERMEABLES  
DE CONCRETO ASFALTICO PARA CANALES

Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo, MI.  
Asesor Técnico de la Gerencia de Obras  
en el Distrito de Riego Río Colorado, B. C.  
y de la Dirección de Proyectos de Irrigación -SRH  
México, D. F.

RESUMEN

Se describen algunos conceptos fundamentales, a juicio del autor, referentes al proyecto y construcción de los revestimientos impermeables de concreto asfáltico, haciendo referencia al Canal Alimentador del Norte actualmente en construcción dentro del Distrito de Riego No. 14, Río Colorado, B. C. y Son.

Los conceptos tratados se refieren a: las definiciones más importantes, la principal finalidad buscada, los requisitos básicos por satisfacer, las propiedades fundamentales del revestimiento impermeable, los principales factores que gobiernan las propiedades del revestimiento impermeable, el diseño de las mezclas de concreto asfáltico para la capa impermeable y el procedimiento de construcción. Al final del escrito se dan dos referencias.

Se propone una expresión para dimensionar racionalmente el revestimiento impermeable, en función de la pérdida unitaria por infiltración ( $R$ ), el espesor de la capa impermeable ( $e$ ) y el coeficiente de permeabilidad ( $k$ ) de la misma. Se hace hincapié en la necesidad de "cimentar" las propiedades del revestimiento en una base de apoyo firme y homogénea, con un sistema eficiente de subdrenaje.

Se analizan los factores que controlan las propiedades del revestimiento, haciéndose énfasis en la importancia que tiene la ausencia de grietas y fisuras para asegurar la impermeabilidad del revestimiento. Se hace destacar la necesidad de balancear la plasticidad y la rigidez del concreto asfáltico para lograr la flexibilidad y la estabilidad en el talud respectivas, conforme a la economía gobernante, que también controla a la durabilidad.

Se hace una somera descripción sobre el diseño de las mezclas y el procedimiento de construcción.

1) DEFINICIONES MAS IMPORTANTES. Son las siguientes:

a) Concreto asfáltico. Es una mezcla controlada de cemento asfáltico y agregados minerales (grava-arena-finos) elaborada en planta, con la manejabilidad -- adecuada para colocarla y alcanzar su compacidad prevista.

b) Base de apoyo. Es la capa de material friccionante (grava-arena) o concreto asfáltico (base asfáltica) colocada sobre las terracerfas para proporcionar un soporte firme y homogéneo a la capa impermeable. Además, puede servir simultánea -- mente como capa filtrante o drenante, si se diseña ex-profeso.

c) Capa impermeable. Es la capa de concreto asfáltico denso colocada sobre la base de apoyo para proporcionar un recubrimiento impermeable, durable, flexible, estable en el talud, resistente a la erosión y económico.

d) Revestimiento impermeable de concreto asfáltico. Es el conjunto Base asfáltica (permeable o impermeable) + Capa impermeable.

2) PRINCIPAL FINALIDAD BUSCADA. Es la siguiente:

"LOGRAR UN REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO CON EL MAXIMO DE IMPERMEABILIDAD, DURABILIDAD, ESTABILIDAD EN EL TALUD, - FLEXIBILIDAD, RESISTENCIA A LA EROSION Y ECONOMIA".

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. En el Inciso 4 se describen con más amplitud estas propiedades, así como la interrelación entre ellas y otras -- conexas.

3) REQUISITOS BASICOS POR SATISFACER. Son los siguientes:

Primero. "ASEGURAR QUE LAS FILTRACIONES DEL CANAL SEAN MENORES QUE LAS ECONOMICAMENTE ADMISIBLES, CON EL ESPESOR Y EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD REALES ESPERADOS DE LA CAPA IMPERMEABLE "

Para relacionar estos conceptos el autor propone la siguiente expresión:

$$k = R e \quad (1)$$

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/m/día (lámina de agua infiltrada/tirante del canal/día)

Para fines de proyecto se puede asignar a  $R$  un valor medio de 0.005 m/m/día (véase la Referencia I).

Segundo: "EVITAR LA FORMACION 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 absorba los movimientos diferenciales del terreno de sustentación.

- Un aumento en la fricción interna del concreto asfáltico que reduzca 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 ASFALTICO PARA QUE LA IMPERMEABILIDAD DEL CONCRETO ASFALTICO SE MANTENGA DURANTE LA VIDA ECONOMICA ASIGNADA AL REVESTIMIENTO". ESTE REQUISITO SE REFIERE A LA DURABILIDAD DEL CONCRETO ASFALTICO.

Mientras mayor sea la basicidad de los agregados ( $B_a$ ) y los contenidos de cal ( $C_c$ ) y de triturado ( $C_t$ ) en las mezclas, la adherencia con el cemento asfáltico se incrementa notablemente. Desde el punto de vista "durabilidad del concreto asfáltico", son preferibles los cementos asfálticos blandos (mayor penetración, v.gr. 85/100 grados) que los duros (menor penetración, v.gr. 40/50 grados) porque necesitan más tiempo para endurecerse (oxidarse). La dureza del cemento asfáltico ( $D_c$ ) debe seleccionarse según la temperatura del medio ambiente ( $T_a$ ) esperada, el contenido de triturado ( $C_t$ ) máximo y en fin, la relación beneficio/costo actualizado ( $B/C$ ) que convenga a la economía de la obra. En general, es más recomendable el cemento asfáltico 60/70 en los taludes que el 85/100 por razones de estabilidad, principalmente.

En los incisos 4) y 5) se hace una descripción más amplia sobre las propiedades del revestimiento impermeable de concreto asfáltico y los factores que gobiernan su diseño, respectivamente.

#### 4) PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE.

De acuerdo con lo descrito en los incisos 2) y 3), se ha preparado la Lámina I para representar e ilustrar esquemáticamente la relación que hay entre las propiedades que deben lograrse en un revestimiento impermeable de concreto asfáltico. Todo el conjunto de propiedades debe estar "cimentado" en una BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGÉNEA; de no ser así, los párrafos que siguen carecen de significado.

La propiedad fundamental es la IMPERMEABILIDAD que se logra con una alta COMPACIDAD del concreto asfáltico obtenida con la MANEJABILIDAD adecuada de la mezcla. No basta que el revestimiento sea impermeable sino que debe estar ausente 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

PROPIEDADES FUNDAMENTALES DEL REVESTIMIENTO  
IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO

DURABI_ LIDAD	ECONOMIA	RESISTEN_ CIA A LA EROSION
---------------	----------	----------------------------

**IMPERMEABILIDAD**

FLEXIBI_ LIDAD	COMPA_ CIDAD	ESTABILI_ DAD EN EL TALUD
PLASTI_ CIDAD	MANEJA_ BILIDAD	RIGIDEZ

**BASE DE APOYO FIRME Y HOMOGENEA**

LAMINA I.

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 COMPACIDAD exigida y de la ECONOMIA limitante.

Intimamente ligada a la IMPERMEABILIDAD se tiene la RESISTENCIA A LA EROSION, propiedad intrínseca generada por la RIGIDEZ del concreto asfáltico "endurecido".

La IMPERMEABILIDAD debe asegurarse (sin grietas ni fisuras) durante la vida considerada al revestimiento asfáltico en los estudios económicos, 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 ECONOMIA.

Cada una de estas propiedades se tratará en el Inciso 5), a la luz de los principales factores que intervienen en su determinación.

#### 5) PRINCIPALES FACTORES QUE GOBIERNAN LAS PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE. Estos factores están enlistados en la Tabla 1.

En la Tabla 2 se indica la manera como se afectan las propiedades con los factores dominantes. Por ejemplo: La mayor IMPERMEABILIDAD se obtiene básicamente aumentando "C<sub>f</sub>", "C<sub>A</sub>", "T<sub>r</sub>", "P<sub>r</sub>" y "e" y disminuyendo "k" y "n". Cuando "T<sub>a</sub>" es elevada, se propicia indirectamente el aumento en la IMPERMEABILIDAD. Mientras menor sea "R" mayor IMPERMEABILIDAD se obtendrá también. La mayor COMPACIDAD se obtiene en forma similar a lo indicado para la IMPERMEABILIDAD. En otras palabras: a un grado de IMPERMEABILIDAD exigida corresponde una COMPACIDAD equivalente exigida. La mayor MANEJABILIDAD se logra esencialmente con menor "D<sub>A</sub>", "C<sub>c</sub>" y "C<sub>f</sub>" y mayor "C<sub>r</sub>", "C<sub>f</sub>", "C<sub>A</sub>", "T<sub>c</sub>", "T<sub>a</sub>" y "T<sub>r</sub>". Análogamente se puede continuar para las demás propiedades.

#### 6) EL DISEÑO DE LAS MEZCLAS DE CONCRETO ASFALTICO PARA LA CAPA IMPERMEABLE.

De acuerdo con el Inciso 2, la impermeabilidad y la durabilidad son las propiedades directrices de diseño, subordinándose la flexibilidad, la estabilidad en el talud y la resistencia a la erosión, propiedades ya tratadas en los Incisos precedentes. Sin embargo, desde el punto de vista "diseño de las mezclas", conviene insistir en ciertos conceptos importantes que se irán introduciendo en los párrafos subsecuentes.

Una vez que se ha fijado el valor de "R", se dimensiona "e" y "k" teórico (véase la Fórmula I), para proceder a la obtención de "k" real en función de las propiedades de la mezcla asfáltica y de los factores "T<sub>r</sub>" y "P<sub>r</sub>". Por consiguiente, el grado de impermeabilidad exigida es función directa de "k" y "e", pero de nada sirve satisfacer esto si no se evitan las grietas y fisuras provocadas esencialmente por la heterogeneidad en la calidad de las terracerías. Para eso es la base de apoyo: dar firmeza y homogeneidad de sustentación a la capa impermeable a fin de reducir al mínimo su agrie

T A B L A 1  
 PRINCIPALES FACTORES QUE GOBIERNAN LAS PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE

No.	S I M B O L O	F A C T O R
(1)	(2)	(3)
1	$B_a$	Basicidad de los agregados minerales
2	$D_a$	Dureza del cemento asfáltico (penetración)
3	$C_c$	Contenido de cal
4	$C_t$	Contenido de triturado (grava más arena)
5	$C_g$	Contenido de grava (redondeada más triturada)
6	$C_a$	Contenido de arena (redondeada más triturada)
7	$C_r$	Contenido de arena fina redondeada
8	$C_f$	Contenido de finos
9	$C_A$	Contenido de cemento asfáltico
10	$T_e$	Temperatura de elaboración de la mezcla
11	$T_c$	Temperatura de colocación de la mezcla
12	$T_a$	Temperatura del medio ambiente
13	$T_r$	Temperatura de rodillado de la mezcla
14	$P_r$	Presión de rodillado de la mezcla
15	R	Pérdida unitaria por infiltración
16	e	Espesor de la capa impermeable
17	k	Coefficiente de permeabilidad de la capa impermeable
18	n	Porosidad de la capa impermeable
19	B/C	Relación beneficio-costos actualizada
20	$\phi$	Angulo de inclinación del talud

T A B L A 2

INTERREIACION ENTRE LAS PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE  
Y LOS PRINCIPALES FACTORES QUE LAS GOBIERNAN

FACTOR	B <sub>a</sub>	D <sub>a</sub>	C <sub>c</sub>	C <sub>t</sub>	C <sub>g</sub>	C <sub>a</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>f</sub>	C <sub>A</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>c</sub>	T <sub>a</sub>	T <sub>r</sub>	P <sub>r</sub>	R	e	k	n	B/C	Φ
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
> Impermeabilidad								>	>			>	>	>	<	>	<	<		
> Compacidad								>	>			>	>	>	<	>	<	<		
> Manejabilidad		<	<	<			>	>	>		>	>	>							
> Flexibilidad		<	<	<	<	>	>	>	>	<		>	>	<		>	>	>		
> Plasticidad		<	<	<	<	>	>	>	>	<		>	>	<						
> Est.en el talud		>	>	>	>	<	<	<	<	>		<		>		<	<	<		<
> Rigidez		>	>	>	>	<	<	<	<	>		<		>						
> Resist.a la erosión		>	>	>	>	<	<	<	<							>				
> Durabilidad	>	<	>	>				>	>	<										
> Economía																				>

OBSERVACION: Los símbolos > y < representan : a mayor... y a menor... Los símbolos de los factores están en la Tabla 1.

- 7 -

tamiento y fisuramiento. Otra causa importante de agrietamiento es la falta de fricción interna del concreto asfáltico en el talud, que trae como consecuencia el escurrimiento (fluencia o flujo plástico) del revestimiento con grietas de magnitud creciente con el tiempo. La estabilidad en el talud es una propiedad subordinada pero no desligada de la impermeabilidad.

La impermeabilidad se debe juzgar mediante correlaciones entre valores de "R" (obtenidos de estanques de prueba), "k" (medidos con un permeámetro en "corazones") y "e" (medidos en "corazones"), así como entre "k" y "n" (porosidad = volumen de vacíos/volumen total), según se indica a continuación:

$$k = f_1 (C) = f_2 (n) \quad (2)$$

donde: C = compacidad = volumen de sólidos/volumen total; n = 1 - C

Ahora bien, a un grado de impermeabilidad exigido, corresponde una compacidad equivalente exigida, según se ha establecido en el Inciso 5. Por eso conviene tener las correlaciones entre "k" y "n" (ó "C").

Una compacidad baja (o porosidad alta) propicia la formación de grietas y fisuras en el talud. También el agrietamiento en el talud es causado por la falta de plasticidad en la mezcla al rodillar: por la escasez de finos o de cemento asfáltico o por temperatura demasiado baja. El exceso de peso en los rodillos también propicia el agrietamiento o fisuramiento del concreto asfáltico (Otras causas de formación de grietas y fisuras se presentan en la Referencia 2). Por lo tanto, en el diseño de las mezclas se deben ligar íntimamente los factores incluidos en la siguiente ecuación:

$$n = f (C_A, C_f, T_r, P_r) \quad (3)$$

donde: C<sub>A</sub> = contenido de cemento asfáltico; C<sub>f</sub> = contenido de finos  
T<sub>r</sub> = temperatura de rodillado de la mezcla; P<sub>r</sub> = presión de rodillado

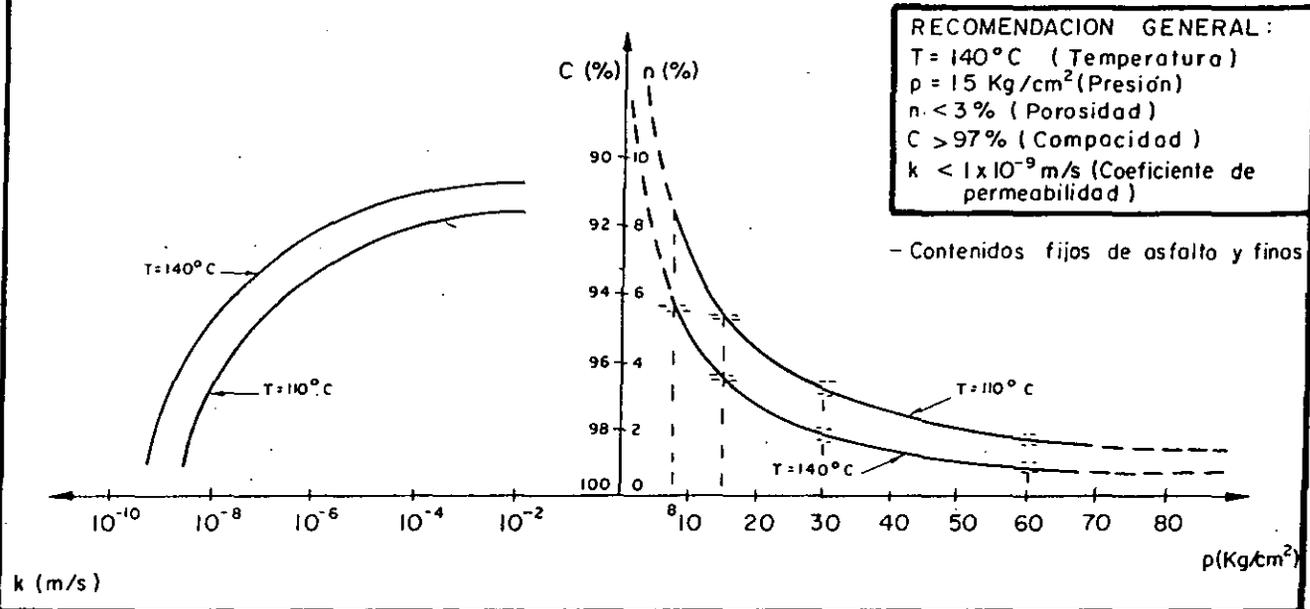
Las fórmulas (2) y (3) tienen una representación gráfica similar a la mostrada en la Lámina 2. El éxito del buen diseño de una mezcla con una granulometría dada (como la indicada en el Plano anexo) depende del mejor balance entre los factores C<sub>A</sub>, C<sub>f</sub>, T<sub>r</sub> y P<sub>r</sub>, además del contenido de triturado (C<sub>t</sub>) en la mezcla, que aumenta la resistencia al flujo plástico (estabilidad) en el talud.

La adherencia entre los agregados y el cemento asfáltico debe asegurarse en todos los casos. Se recomienda la prueba de inmersión-compresión (adherencia Duriez o pérdida de resistencia por saturación) descrito en la Referencia 1. Se acostumbra aceptar mezclas para capa impermeable cuando la pérdida de resistencia por saturación es menor de 10%. En la Referencia 1 se describen también otras pruebas de laboratorio, como la flexibilidad y la estabilidad en el talud. Esta, por su importancia, conviene ilustrarla enseguida. Se reproducen en el laboratorio las condiciones aproximadas que tendrá el revestimiento, principalmente la composición del concreto asfáltico, el espesor de la capa impermeable, la inclinación del talud y la TEMPERATURA. La evolución del flujo plástico (escurrimiento o fluencia "f") con el tiempo ayuda a calificar la estabilidad en el talud (véase la Lámina 3). Cuando la gráfica tiende a ser asintótica entre el 2o. y el 7o. días (f<sub>2</sub>), se acepta la mezcla propuesta. El criterio aceptado por SRH es que  $\frac{f}{2} \leq 10/100$  m m. La Foto 1 ilustra una etapa de esta prueba, en el

## RELACION ENTRE IMPERMEABILIDAD Y COMPACIDAD DE MEZCLAS ASFALTICAS

IMPERMEABILIDAD

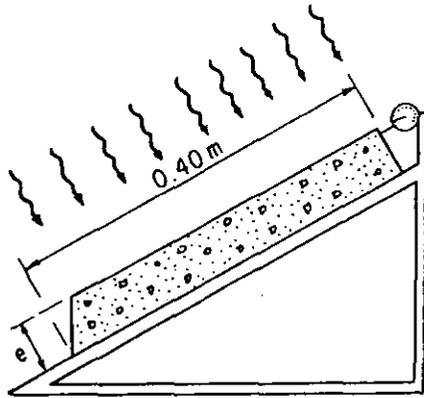
COMPACIDAD



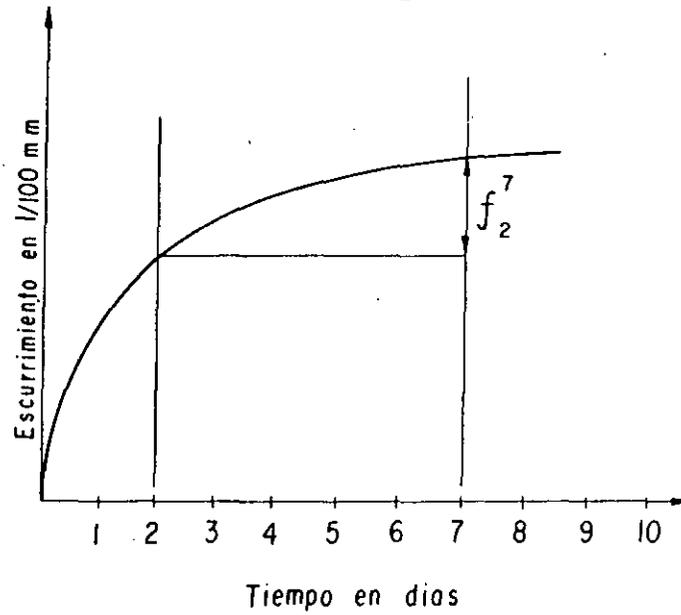
LAMINA 2

# ESTABILIDAD EN EL TALUD

Placa cuadrada: 0.40 m lado  
Temperatura: 60 o 70°C



CONDICION :  $f_2^7 \leq 10/100 \text{ mm}$



- 10 -

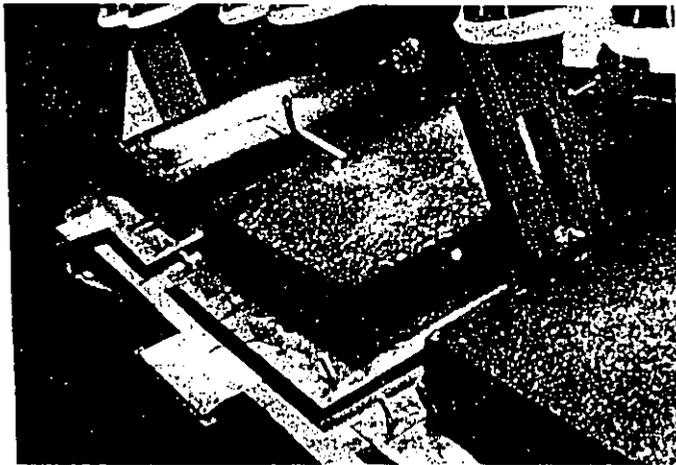


FOTO 1.- PRUEBA DE ESTABILIDAD EN EL TALUD PARA EL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE-DISTRITO DE RIEGO No. 14, RIO COLORADO, B.C. Y SON.

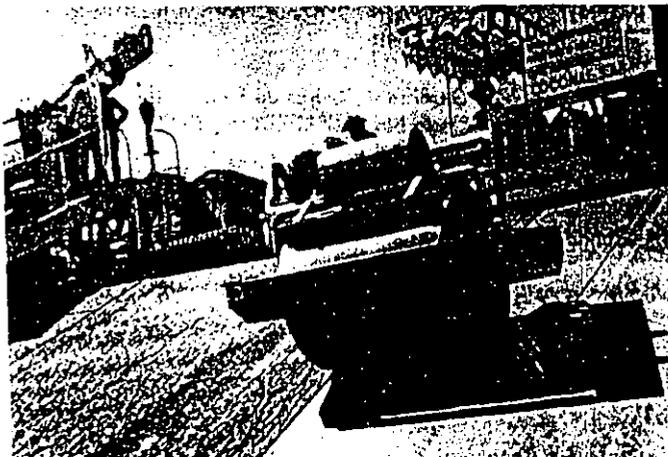


FOTO 2.- COLOCACION Y RODILLADO DE LA MEZCLA ASFALTICA PARA CAPA IMPERMEABLE EN EL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE-MEXICALI, B.C.

Laboratorio Central de Mexicali, B. C.

7) PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION.

Después del recorte y afine de las terracerías, se procede a la construcción del revestimiento de acuerdo con las etapas indicadas en el Plano anexo. Los criterios para definir el drenaje complementario se establecen en la Referencia 1. En la Foto 2 se aprecia el aspecto del concreto asfáltico durante la colocación y el rodillado de la capa impermeable en el Canal Alimentador del Norte - Mexicali, B. C., con el procedimiento de tendido longitudinal.

3) REFERENCIAS.

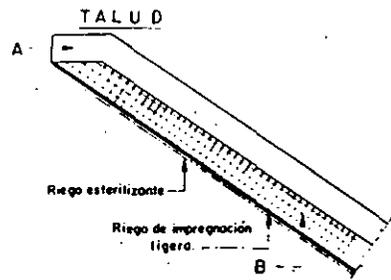
1) Revestimiento de Concreto Asfáltico para Canales. Conferencia del Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo en la Primera Reunión Nacional de Residentes - de Zonas de Riego-SRH, efectuada en Mexicali, B. C. Noviembre, 1971.

2) Primer Informe sobre el Revestimiento de Concreto Asfáltico en el Canal Alimentador del Norte-Distrito de Riego No. 14, Río Colorado, B. C. y Son. Preparado para el Ing. Antonio Peter Veres, Director General de Irrigación y Control de Ríos-SRH, por el Ing. Raúl Vicente Orozco Santoyo, Asesor Técnico. Junio, 1972.

9) AGRADECIMIENTO. A las siguientes personas, por las facilidades proporcionadas al autor en la elaboración de este escrito.

Ing. Sergio Licona E.	Gerente de Obras de Rehabilitación en el Distrito de Riego No. 14, Río Colorado, B. C. y Son.
Ing. Carlos Oliva A.	Director de Proyectos de Irrigación y Control de Ríos.
Ing. Benjamín Granados D.	Director de Construcción de Irrigación y Control de Ríos.
Ing. J. Antonio Maza A.	Jefe del Departamento de Ingeniería Experimental.

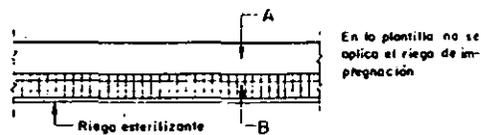
### I) CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL REVESTIMIENTO



REVESTIMIENTO	MEZCLA ASFALTICA	PERMEABILIDAD	ESPESOR MINIMO	
			C.A.N.	C.C.
A) Capa impermeable	Densa	$k < 0.0001$	0.05 m	0.06 m
B) Base asfáltica	Abierta		0.08 m	0.04 m

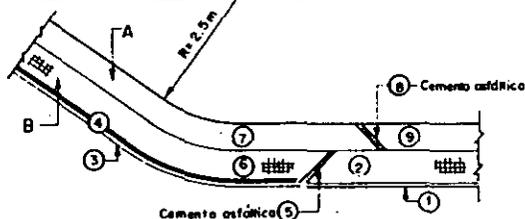
k: Coeficiente de permeabilidad, en m/día.  
C.A.N. Canal Alimentador del Norte.  
C.C. Canal del Centro.

### PLANTILLA

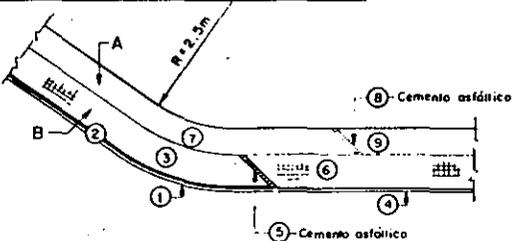


### II) ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO SIN COLECTORES

#### PLANTILLA ANTES DE TALUD

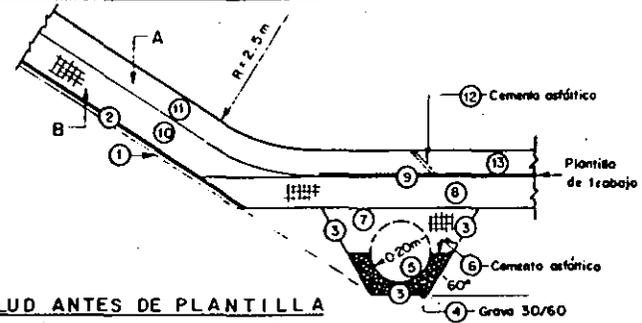


#### TALUD ANTES DE PLANTILLA

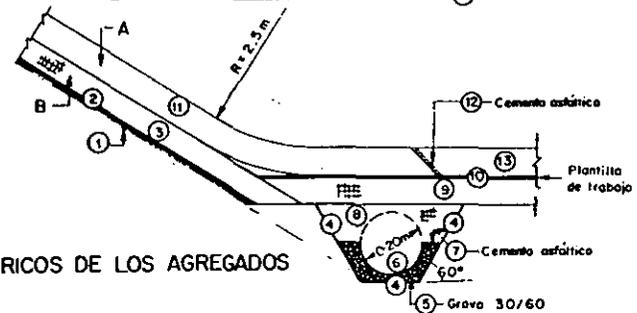


### III) ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO CON COLECTORES

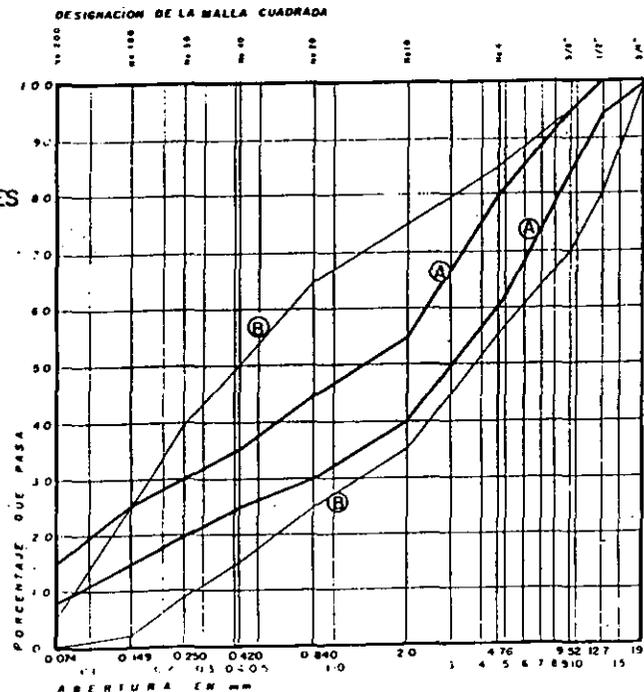
#### PLANTILLA ANTES DE TALUD



#### TALUD ANTES DE PLANTILLA



### IV) LIMITES GRANULOMETRICOS DE LOS AGREGADOS



CARACTERISTICAS GENERALES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO PARA EL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE Y EL CANAL DEL CENTRO.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**MEMORIA DE LA PRIMERA REUNION NACIONAL DE RESIDENTES DE ZONAS DE RIEGO  
(SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS)**

**MAYO 1994**

Palacio de Minería    Calle de Tacuba 5    Primer piso    Deleg. Cuauhtémoc 06000    México, D.F.    APDO. Postal M-2285  
Teléfonos: 512-8955    512-5121    521-7335    521-1987    Fax 510-0573    521-4020 AL 26

# PRIMERA REUNION NACIONAL DE RESIDENTES DE ZONAS DE RIEGO

## REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO PARA CANALES

POR

ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO, M.I.  
ASESOR TECNICO DE LA DIRECCION GENERAL  
DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

MEXICALI, B.C., NOVIEMBRE 1971

## REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO PARA CANALES.

INDICE GENERAL

- 1) INTRODUCCION
- 2) PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO
- 3) CONCEPTO DE PERDIDA UNITARIA POR INFILTRACION (R)
- 4) REQUISITOS FUNDAMENTALES POR SATISFACER
- 5) IMPERMEABILIDAD
- 6) BASES DE APOYO
- 7) ESTABILIDAD EN EL TALUD
- 8) DURABILIDAD
- 9) FLEXIBILIDAD
- 10) RESISTENCIA A LA EROSION
- 11) PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION. CASO DEL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE
- 12) CONTROL DE CALIDAD
- 13) REFERENCIAS

COMENTARIOS

ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO, M.I.

## 1. INTRODUCCION.

Voy a referirme brevemente a los revestimientos impermeables de concreto asfáltico.

¿Qué es concreto asfáltico?. Una mezcla de agregados minerales y cemento asfáltico, fabricada a temperaturas relativamente elevadas, con la manejabilidad adecuada para colocarla y alcanzar su compacidad prevista.

El cemento asfáltico resulta de la refinación del residuo asfáltico proveniente de la destilación del petróleo crudo. Es la parte sólida y no debe confundirse con los asfaltos rebajados, que contienen gasolina o kerosena para hacerlos manejables.

A estas mezclas se les llama "mezclas en caliente" que tampoco deben confundirse con las "mezclas en frío" fabricadas con asfaltos rebajados.

¿Cuál es el objetivo del revestimiento impermeable de concreto asfáltico?.

Lograr un recubrimiento impermeable, durable, flexible, estable en el talud y resistente a la erosión, dentro de la economía general de la obra.

## 2. PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO.

En la lámina 1 están las propiedades que debe tener un re

# PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO

- IMPERMEABILIDAD
- DURABILIDAD
- FLEXIBILIDAD
- ESTABILIDAD EN EL TALUD
- RESISTENCIA A LA EROSION
- ECONOMIA

vestimiento impermeable de concreto asfáltico, en el orden de importancia. La impermeabilidad, junto con la durabilidad, son las propiedades gobernantes a las cuales se subordinan las demás: flexibilidad, estabilidad en el talud y resistencia a la erosión, dentro de la economía.

### 3. CONCEPTO DE PERDIDA UNITARIA POR INFILTRACION (R).

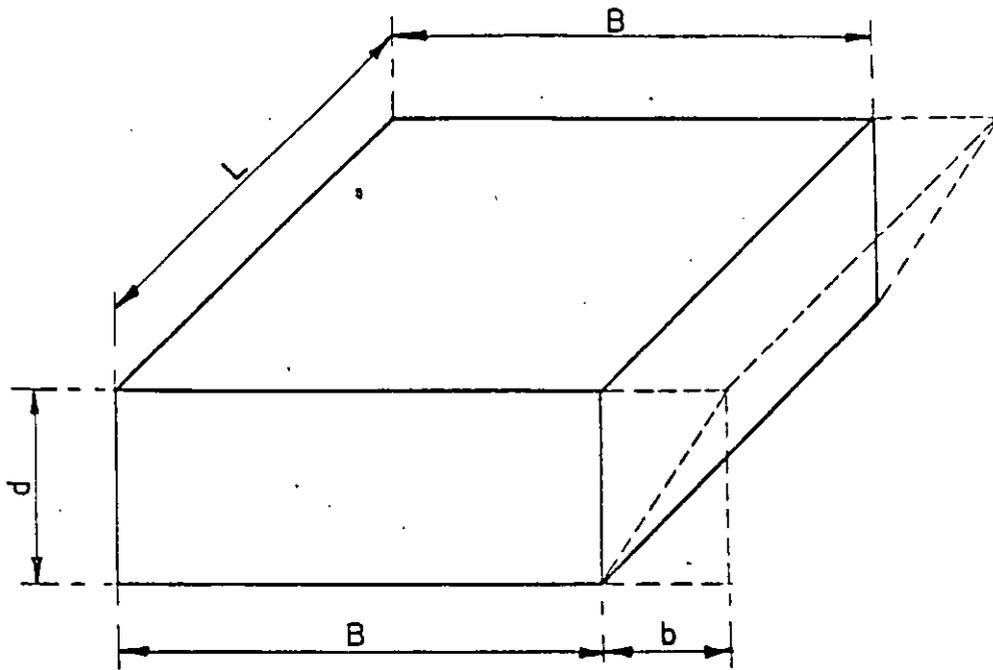
Quiero insistir, al hablar de la primera propiedad: la impermeabilidad, en el concepto de pérdida unitaria por infiltración "R", que se ha venido usando en algunos casos. La pérdida unitaria "R" es una medida que nos gobierna el grado de impermeabilidad que queremos en un revestimiento de canal. En la lámina 2 se ilustra este concepto. Para una sección rectangular, la pérdida unitaria "R" es el gasto de filtración " $Q_f$ " (ya corregido por evaporación) dividido entre la superficie libre del agua "BL" entre el tirante "d". Se puede expresar en "metros cúbicos por día" por "metro de tirante", o bien, en la unidad más común: ¿cuántos centímetros o milímetros por metro de tirante por día se pierden?. Para la sección trapecial debe considerarse el efecto de los taludes, mediante su proyección horizontal "b". La longitud del tramo de canal considerado es "L" y el ancho de la plantilla es "B".

Por medio de estanques como (Foto 1) u otros que vimos ayer, se determinan los gastos de filtración, llevando una gráfica "volúmenes acumulados-tiempo", hasta que se establece el flujo. Con las fórmulas de la Lámina 2 se calcula la pérdida unitaria "R".

En la Lámina 3 se presenta un resumen de los resultados obtenidos a partir de estanques de prueba contruídos en este Distrito (véase la Referencia 1), desde los suelos muy permeables (arenas limpias, arenas limosas) con 50 a 80 cm (de lámina) por metro (de tirante) diarios, hasta valores por ejemplo de 2 mm a 5 cm/m/día en los suelos muy impermeables (arcillas); por ejemplo, en la zona arcillosa

# PERDIDA UNITARIA POR INFILTRACION

213



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

SECCION  
RECTANGULAR

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

SECCION  
TRAPECIAL

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



Foto 1.- ESTANQUE DE CONEXION EN EL DISTRITO DE RIEGO No. 14 - RIO COLORADO, B.C Y SON.

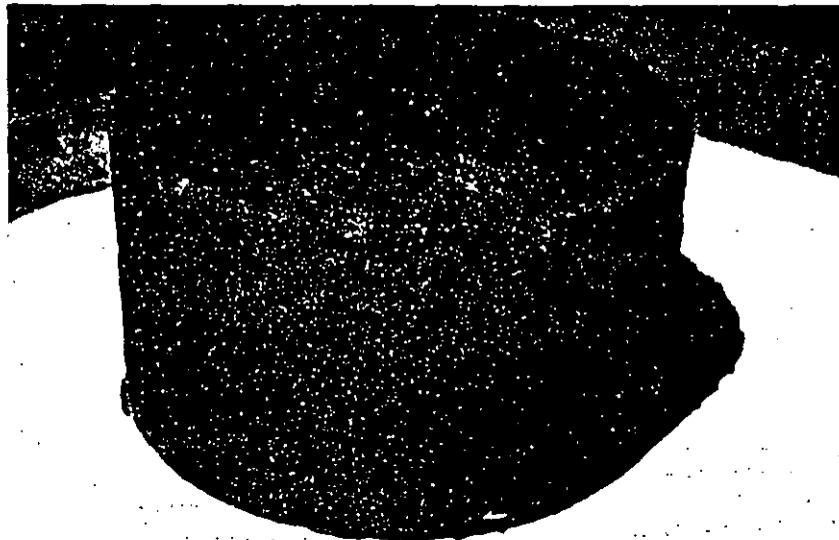


Foto 2.- ASPECTO EXTERNO DE UNA PASTILLA CON EXCESO DE CEMENTO ASFALTICO

TABLA II - 2

VALORES DE LA PERDIDA UNITARIA "R" RECOMENDADOS  
PARA DIFERENTES SUELOS EN EL DISTRITO  
DE RIEGO RIO COLORADO, B. C.

( Esta Tabla está tomada del Plano O.T.5C-3 )

TIPO DE SUELO PREDOMINANTE ( SUCS )	PERDIDA UNITARIA "R" ( m/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
- Limos arcillosos de baja compresibilidad, semi-compactos a muy compactos ( ML ).	
<u>Suelos semi-permeables.</u>	
- Limos arcillosos con intercalaciones de arenas limpias, de sueltos a compactos ( ML ).	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 limos arcillosos, de sueltas a compactas ( SM ).	
<u>Suelos muy permeables.</u>	
- Arenas limosas, de muy sueltas a semi-compactas ( SM ).	0.50 a 0.80
- Arenas limpias mal graduadas ( SP ).	

"Progreso" se obtuvieron valores de este orden (5 cm/m/día) y en el Canal Sánchez Mejorada, revestido con suelo arcilloso compactado (CL), se obtuvieron valores de 2 milímetros por metro de tirante por día. Por consiguiente, esta cifra (R) es interesante porque nos permite comparar las pérdidas unitarias en diferentes situaciones y nos permite fixar valores para fines de proyecto, independientemente de que el revestimiento sea de concreto asfáltico, concreto hidráulico o suelo compactado. Por lo tanto, la pérdida unitaria "R" debe "gobernar" el proyecto del revestimiento en un canal.

En la Lámina 4 se presenta la correlación entre la pérdida unitaria "R", el coeficiente de permeabilidad "k" y el espesor "e" de la capa impermeable en el revestimiento. La ecuación  $k = Re$  la propone el suscrito para dimensionar racionalmente el revestimiento; o sea, nosotros no estamos ligados a una norma fija, por ejemplo: espesor de "tanto", sino que podemos variar este espesor "e" y este coeficiente de permeabilidad "k" a nuestro criterio, dentro de valores prácticos. Entonces, fixo R y vario "k" y "e".

Para el caso de revestimientos de concreto hidráulico se han obtenido valores promedios de "R" cercanos a 5 mm/m/día, en el Canal Friant Kern (EE.UU.); también obtuvieron ahí el mismo valor para el caso de revestimientos "gruesos" de suelo compactado. En Francia, esta cifra ha llegado hasta 2 ó 1 mm/m/día en canales revestidos de concreto asfáltico. En canales revestidos de concreto hidráulico - aquí en el Distrito, se han obtenido valores medios de "R" de 5/mm/m/día o un poco mayores, a partir de estanques de prueba. En el Canal Sánchez Mejorada, revestido de suelo arcilloso compactado (CL), se obtuvo una pérdida unitaria "R" de 2 mm/m/día, según dijimos anteriormente. Se piensa, que posteriormente se construyan más estanques en el Distrito, para tener mayor número de pruebas y afinar más estos valores de "R".

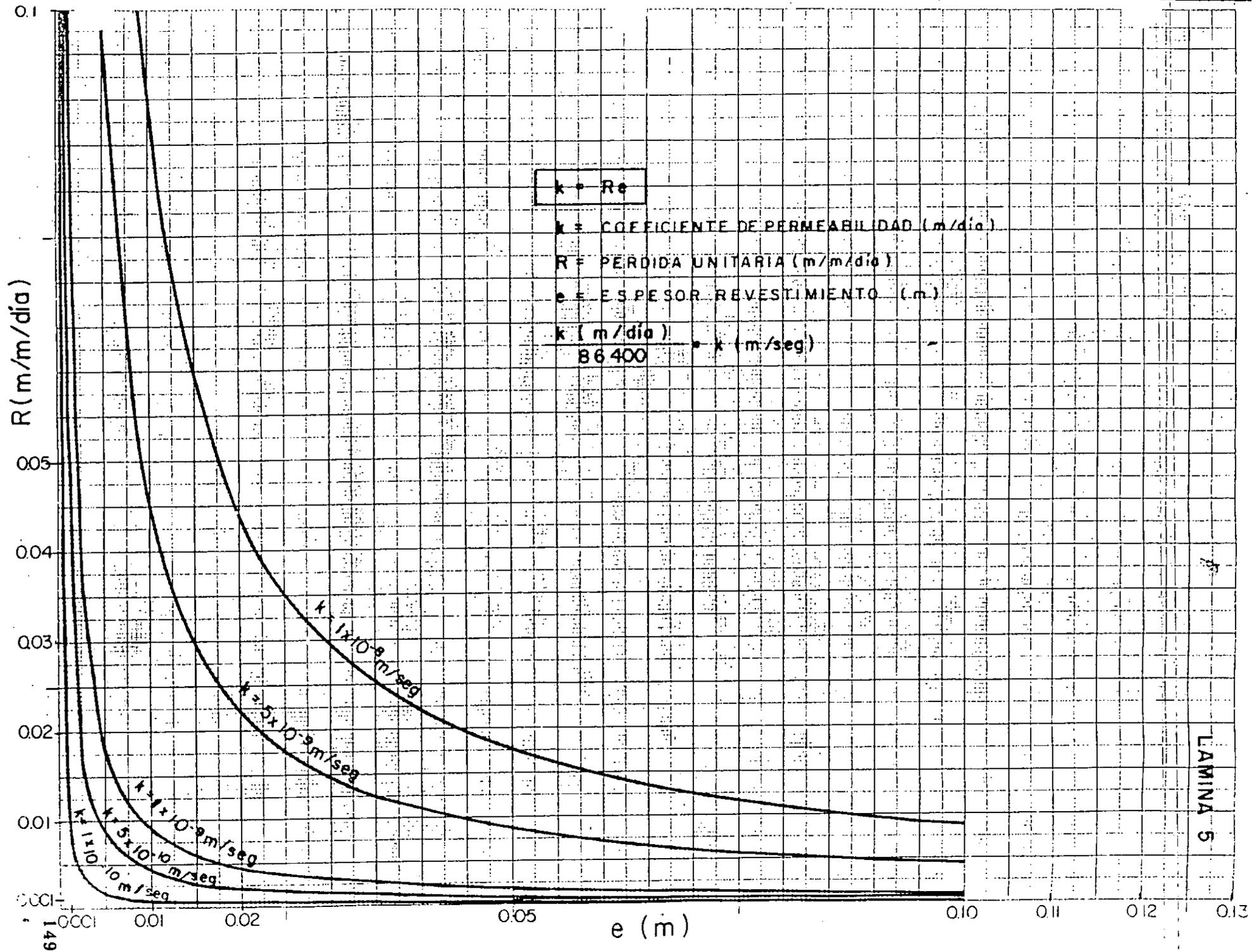
La representación gráfica de la ecuación  $k = Re$  se ilustra en las Láminas 5 (Curvas) y 6 (Nomograma). Usando el nomograma - por ejemplo, si fijamos la pérdida unitaria  $R = 5$  mm/m/día y unimos -

## RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) Y LA PERDIDA UNITARIA (R)

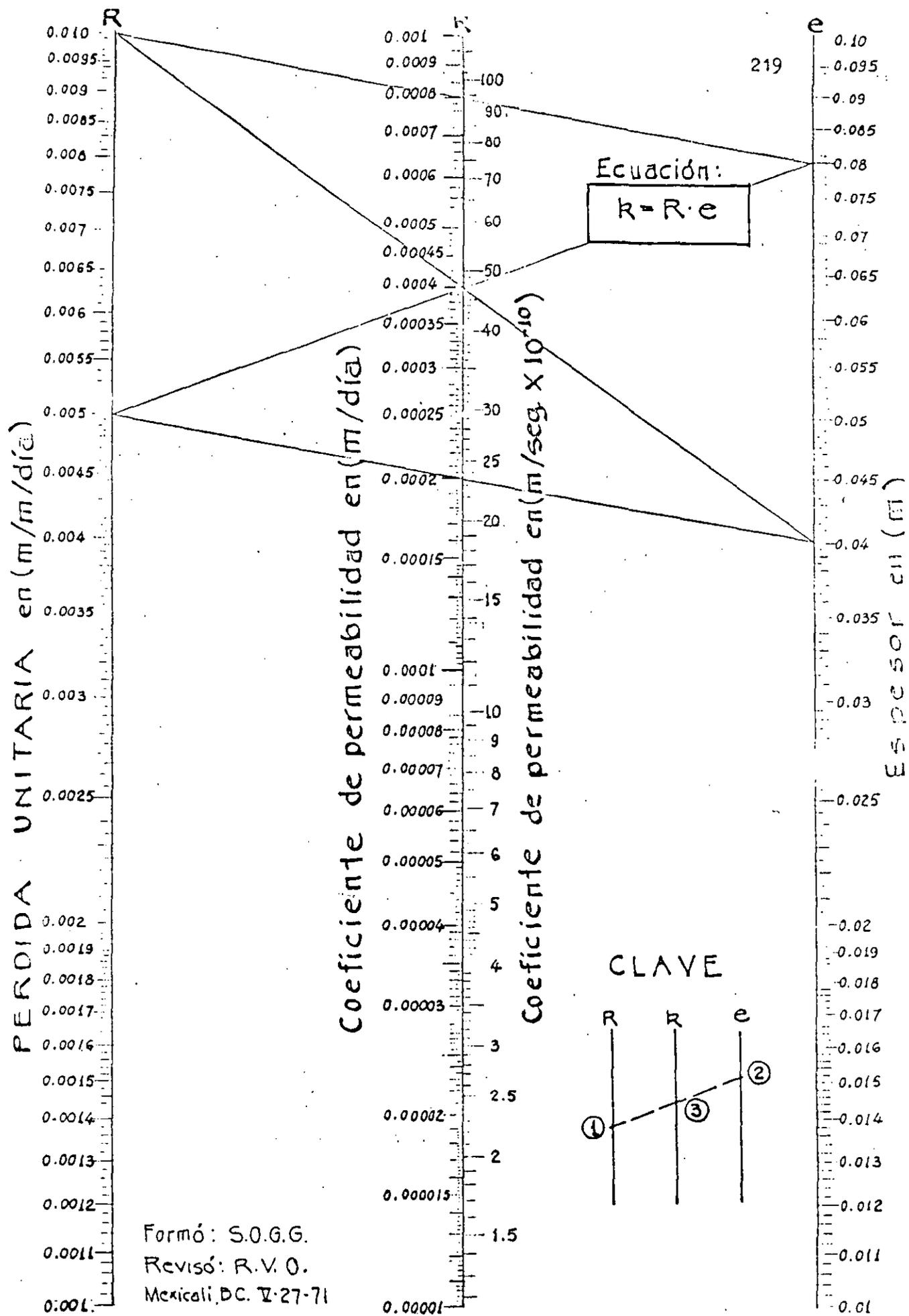
$$Q_f = R(B+b)dL \text{ _____ (USBR)}$$

$$Q_f = Aki = (B+b)Lk \frac{d}{e} \text{ _____ (Darcy)}$$

$k = Re$
----------



LAMINA 5



Formó: S.O.G.G.  
 Revisó: R.V.O.  
 Mexicali, D.C. V-27-71

con el espesor, por ejemplo:  $e = 4$  cm, obtenemos un coeficiente de permeabilidad teórico:  $k = 0.0002$  m/día  $\dot{=} 23.4$  m/día  $\dot{=} 2.3 \times 10^9$  m/seg. Este coeficiente de permeabilidad "k" habría que ajustarlo a la realidad, según el caso, según la experiencia: valores estadísticos, etc.

El nomograma (Lámina 6), es útil para fines de proyecto, estudios económicos, etc.

#### 4. REQUISITOS FUNDAMENTALES POR SATISFACER.

En la Lámina 7 se presentan los requisitos fundamentales que es necesario satisfacer.

El primero se refiere a la fórmula  $k = Re$  que establece la liga entre el coeficiente de permeabilidad (k) y el espesor (e), para las pérdidas (R) que se consideran admisibles. Sirve para dimensionar el espesor (e) y el coeficiente de permeabilidad (k).

El segundo requisito se refiere a la ausencia de grietas y fisuras, para asegurar la impermeabilidad que establece el primer requisito. Se logra evitar la formación de grietas con una base de apoyo firme y homogénea y con un aumento en la fricción interna del concreto asfáltico, principalmente en los taludes, para que no escorra y se inicie el agrietamiento. A esto lo vamos a llamar estabilidad en el talud, propiedad indicada en la Lámina 1.

El tercer requisito (íntimamente ligado con la durabilidad del concreto asfáltico) es indispensable para asegurar la adherencia continua de los agregados con el cemento asfáltico, a fin de evitar la segregación con el tiempo (degradación de la mezcla). El cemento asfáltico que se escoja debe ser blando, de preferencia, ya que con el tiempo se va endureciendo. En el caso de Mexicali se escogió cemento asfáltico 60/70 grados de penetración (este 60/70 es -

REQUISITOS FUNDAMENTALES POR SATISFACER

- 1°) LOGRAR QUE CON EL ESPESOR (e) Y EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) DE LA CAPA IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO DENSO, SE ASEGURE QUE LAS FILTRACIONES SEAN MENORES QUE LAS CONSIDERADAS COMO ADMISIBLES.
- 2°) EVITAR LA FORMACION DE GRIETAS Y FISURAS EN LA CAPA IMPERMEABLE, A FIN DE GARANTIZAR LA IMPERMEABILIDAD EXIGIDA POR EL REQUISITO 1°). Esto se logra mediante:
- una base de apoyo firme y homogénea que absorba los movimientos diferenciales del terreno de sustentación y
  - un aumento en la fricción interna - del concreto asfáltico denso que impida el flujo plástico del mismo en el talud (ESTABILIDAD)
- 3°) ASEGURAR LA ADHERENCIA DE LOS AGREGADOS CON EL CEMENTO ASFALTICO (60/70 - 85/100).

más duro que el 85/100), por las condiciones especiales del clima. En la plantilla se podría usar cemento asfáltico 85/100 que es más blando que el 60/70 grados de penetración, apropiado éste para los taludes.

#### 5. IMPERMEABILIDAD.

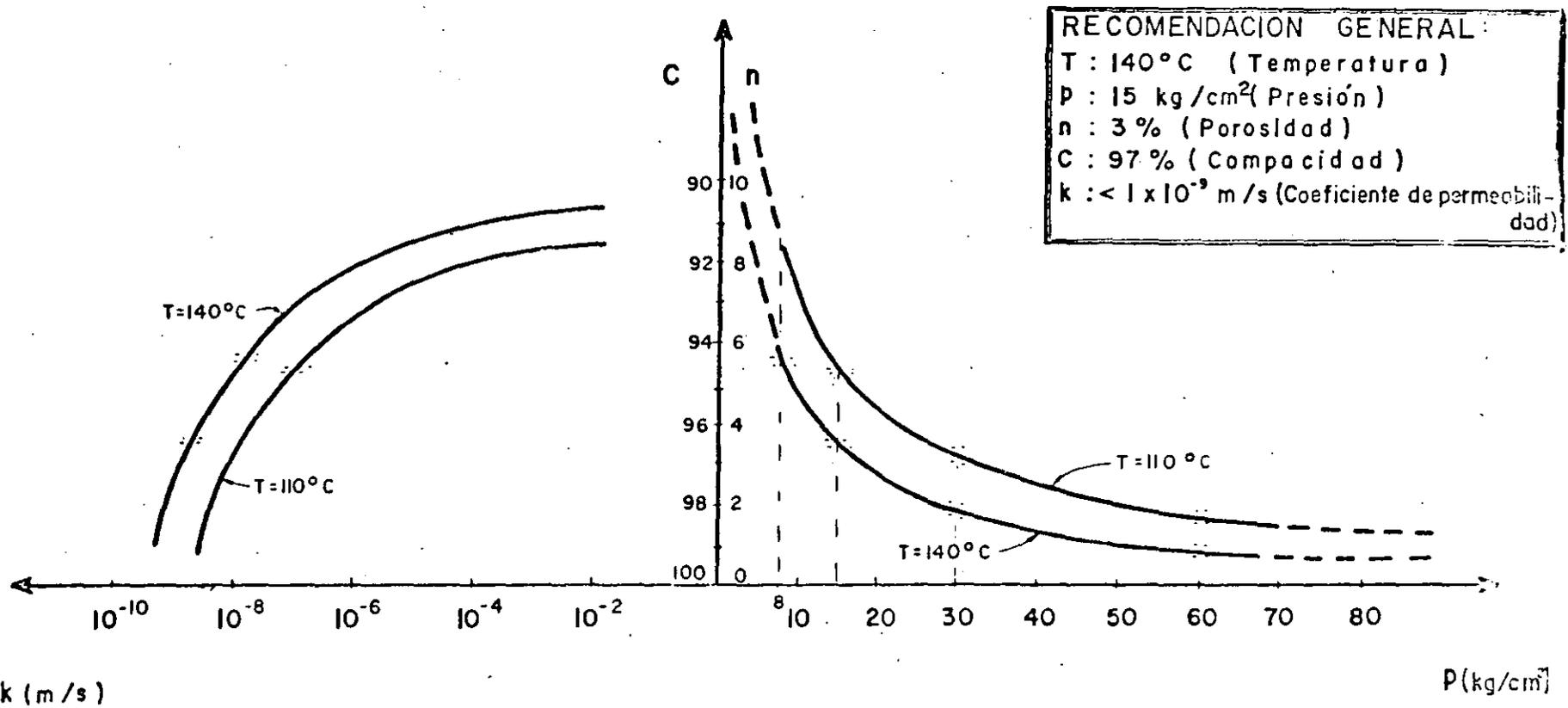
En la lámina 8 se ilustra el método recomendado para obtener el coeficiente de permeabilidad "k" que se busca. Para diferentes condiciones de "compactación": presión "p" y temperatura "T", se obtienen correlaciones entre "permeabilidad" y "compacidad", correspondientes a una mezcla con granulometría dada y contenido de cemento asfáltico fijo. Del origen hacia la izquierda se va haciendo más impermeable una mezcla y hacia la derecha, va aumentando la presión con que se fabrica la probeta o se rodilla el concreto asfáltico. El eje vertical representa la porosidad "n" (volumen de vacíos/volumen total) o la compacidad "C" (volumen de sólidos/volumen total); a medida que descendemos en la escala, vamos teniendo menores valores de porosidad, por ejemplo: 4, 3, 2%. Según la temperatura, también cambian las propiedades de permeabilidad; por ejemplo, si la presión de rodillado es de 15 kg/cm<sup>2</sup>, a 140° C se obtiene mejor "compactación", mejor acomodo, que a 110° C; o sea, una mezcla fría queda más "fofa" (por decir así) que una mezcla caliente; en otras palabras, para lograr un mismo valor de porosidad, se necesita aplicar una presión mayor en una mezcla fría que en una caliente. Entonces, la temperatura juega un papel muy importante en el diseño de las mezclas. Para un valor dado del coeficiente de permeabilidad se puede fijar la temperatura y la presión más convenientes. En general, se recomienda una temperatura de "compactación" de 140° C, una presión de rodillado de 15 kg/cm<sup>2</sup>, una porosidad de 3% (que corresponde a una compacidad de 97%) y un coeficiente de permeabilidad menor de  $1 \times 10^{-9}$  m/seg. Para el caso del Canal Alimentador del Norte, aquí en el Distrito, se están afinando dichos valores.

....

# RELACION ENTRE PERMEABILIDAD Y COMPACIDAD DE MEZCLAS ASFALTICAS

PERMEABILIDAD

COMPACIDAD



De acuerdo con el nomograma (Lámina-6) para un valor medio de  $R = 5 \text{ mm/m/día}$  (asignado al proyecto) y 4 cm de espesor medio "e" en la capa impermeable, se necesita en la realidad un "k" medio  $< 0.0002 \text{ m/día}$ . En el laboratorio se está buscando un  $k < 0.0001 \text{ m/día}$  (F.S. = 2).

En la foto 2 se muestra el aspecto externo de una pastilla con exceso de cemento asfáltico. En este caso el "k" resultó  $< 0.0001 \text{ m/día}$ , obtenido con un permeámetro (tipo ALX) como el de la foto 3 que se presenta desmontado; en la Referencia 2 se describe la prueba en detalle. Este equipo se construyó en el Departamento de Ingeniería Experimental de la S.R.H.

Al cortar una pastilla se puede apreciar muy bien el aspecto interno del concreto asfáltico. En el caso de la foto 4 se aplicó una presión estática de  $15 \text{ kg/cm}^2$  a una temperatura de  $140^\circ \text{ C}$ .

#### 6. BASES DE APOYO.

Decíamos (en "4") que el concreto asfáltico debe apoyarse sobre una base firme y homogénea, para evitar deformaciones excesivas que propicien la formación de grietas y fisuras. El concreto asfáltico es flexible, lo sabemos, pero tiene ciertas limitaciones al respecto, según se indica en "9".

En la Lámina 9 se presentan los tres tipos de base más recomendables: la base impermeable de concreto asfáltico denso que tiene la ventaja de aumentar el espesor efectivo de la capa impermeable propiamente dicha, pero disminuye la estabilidad en el talud, la base permeable de concreto asfáltico poroso que tiene el aspecto de "muégano" de concreto asfáltico sin finos y la base permeable de grava y arena semi-triturada. El tipo de base se elige de acuerdo con los estudios económicos, las condiciones del terreno de cimentación, las condiciones de drenaje, etc., etc.

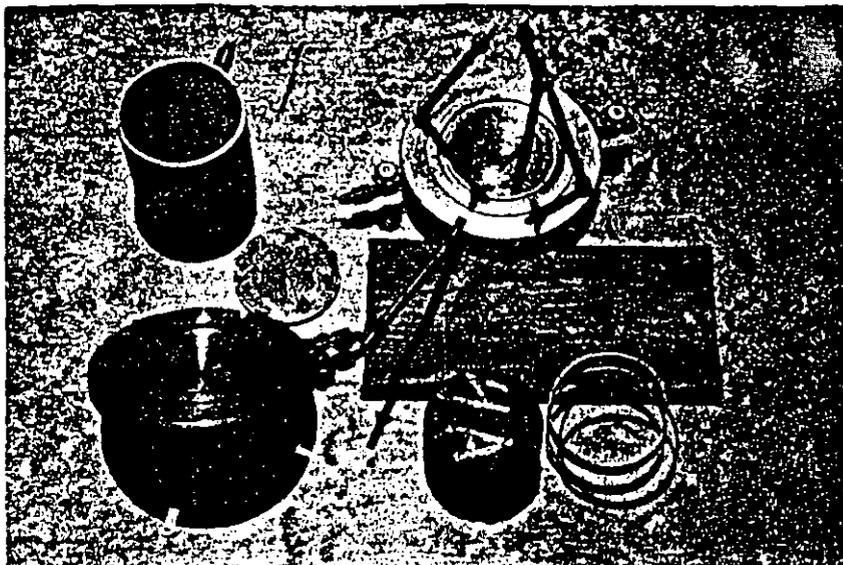


Foto 3.- PERMEAMETRO DESMONTADO TIPO AIX (EDF)

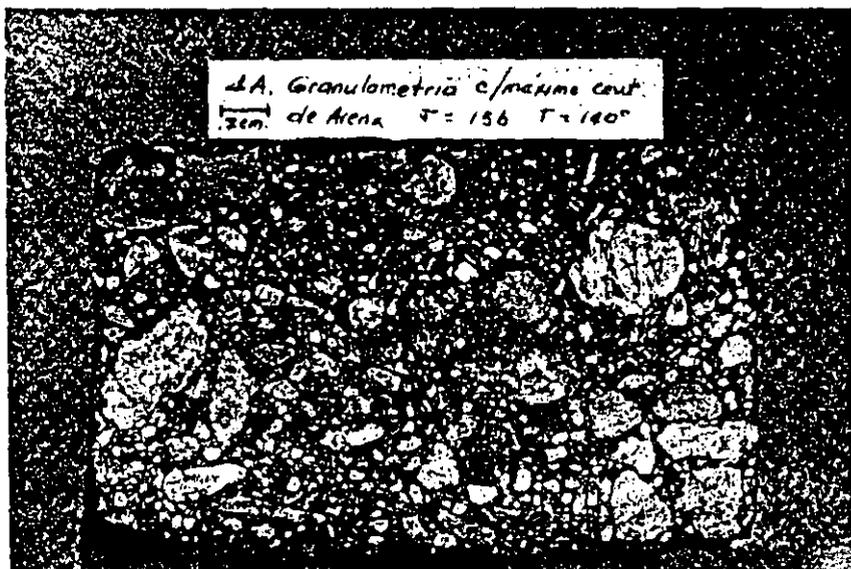
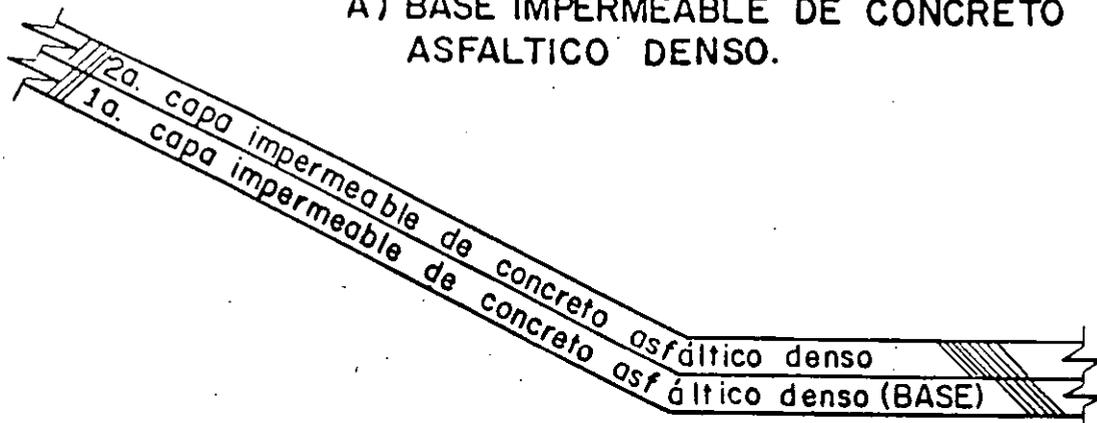


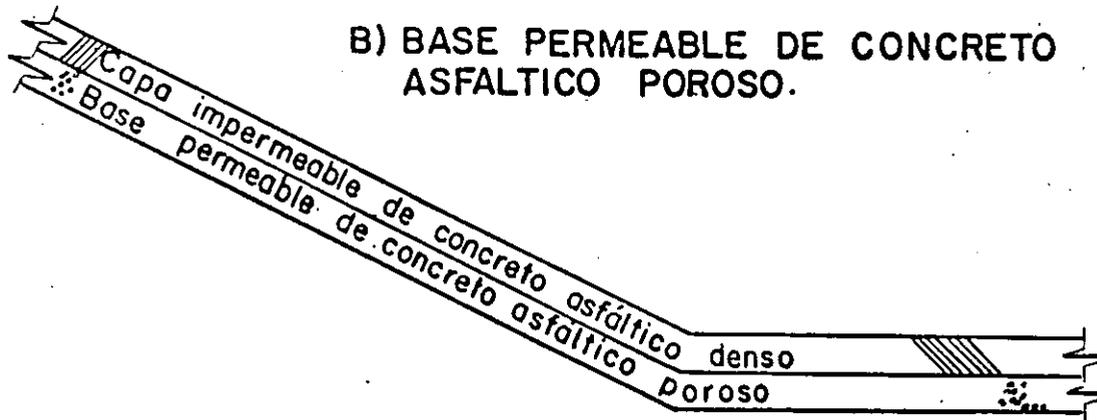
Foto 4.- ASPECTO EXTERNO DE UNA PASTILLA DE CONCRETO ASFALTICO

# BASES DE APOYO

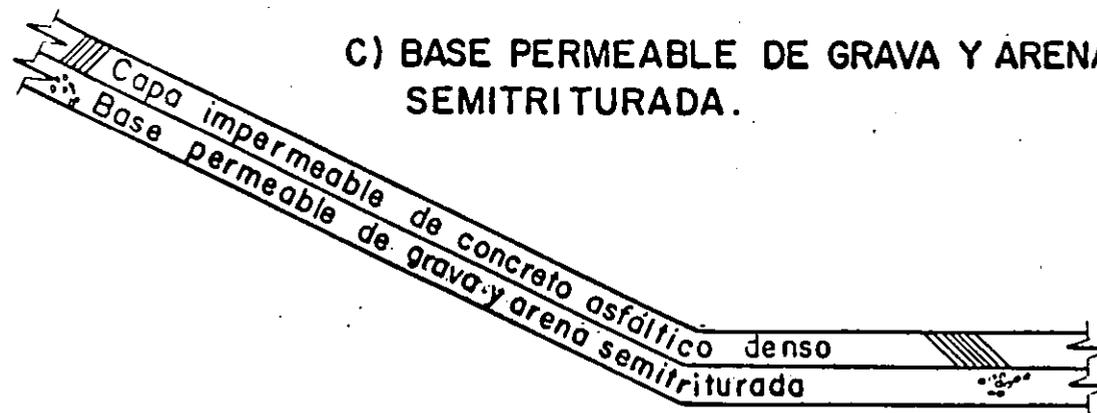
A) BASE IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO DENSO.



B) BASE PERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO POROSO.



C) BASE PERMEABLE DE GRAVA Y ARENA SEMITRITURADA.



En la Lámina 10 se califican las propiedades de las bases de apoyo. La base impermeable de concreto hidráulico generalmente se usa cuando hay roca en la cimentación; la de grava-arena estabilizada puede hacerse con una emulsión o un producto asfáltico. Las bases de apoyo más recomendables, sobre todo aquí en nuestro caso, son estas dos: la impermeable de concreto asfáltico denso y la permeable de concreto asfáltico poroso. En el caso del Canal Alimentador del Norte se escogió la base impermeable de concreto asfáltico denso, pero está prevista la base permeable de concreto asfáltico poroso.

## 7. ESTABILIDAD EN EL TALUD.

La estabilidad en el talud está incluida en el segundo requisito. Es una de las propiedades fundamentales en el diseño de las mezclas. Para calificar esta propiedad, se reproducen en el laboratorio las condiciones aproximadas que tendrá el revestimiento en el lugar, mediante una prueba sencilla que consiste en: fijar una placa con el talud real, pegarle una pastilla de concreto asfáltico con el espesor de proyecto, mantenerle una temperatura constante (v.gr. 60/70° C), permitirle el calor continuo durante 7 u 8 días y observar la evolución de la gráfica: fluencia (lo que va escurriendo la pastilla) versus tiempo, según se ilustra en la Lámina 11. Cuando la gráfica no se hace asintótica, sino que se va "abriendo", la mezcla automáticamente se desecha; si la gráfica tiende a ser asintótica, principalmente entre el 2° y el 7° día, se acepta esa mezcla. El criterio de aceptación adoptado por Electricité de France (EDF) es que la fluencia entre el 2° y el 7° día debe ser menor o igual a 10 centésimos de mm ( $f_2^7 \leq 10/100$  mm).

Una manera de aumentar la estabilidad en el talud es dando mayor fricción interna al concreto asfáltico a base del triturado de los agregados.

CALIDADES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE APOYOS

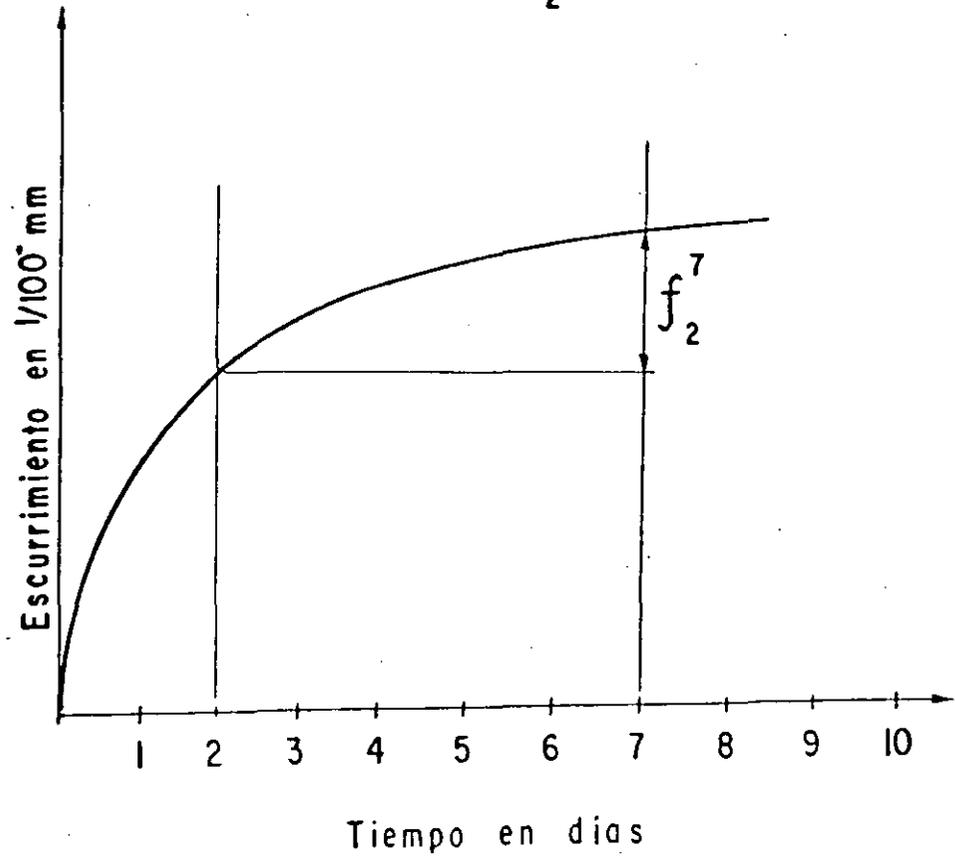
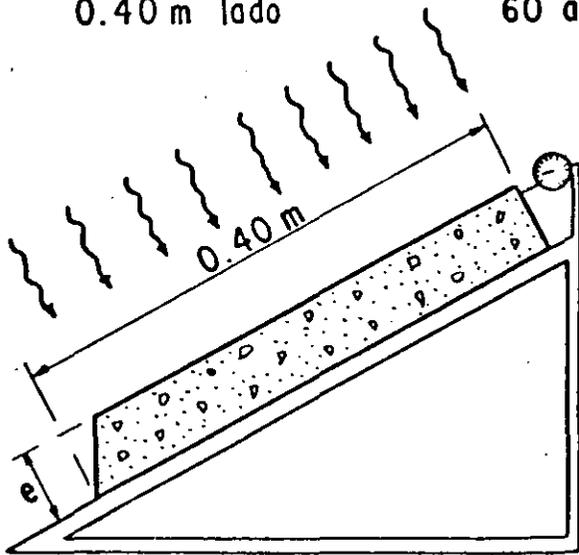
M A T E R I A L D E A P O Y O .	P R O P I E D A D				
	Estabilidad en el talud	Capacidad de carga	Deformabilidad	Acabado Superficial	Capacidad Drenante
Base impermeable de con- creto asfáltico denso.	REGULAR A BUENA	BUENA	BUENA	BUENO	MALA
Base permeable de con- creto asfáltico poroso.	BUENA	BUENA	BUENA	BUENO	BUENA
Base impermeable de concreto hidráulico.	BUENA	BUENA	MALA	BUENO	MALA
Base permeable de gra- va-arena semi-triturada.	DUDOSA	REGULAR	BUENA	REGULAR	BUENA
Base permeable de gra- va-arena semi-triturada y estabilizada.	BUENA	REGULAR	BUENA	REGULAR	REGULAR
Aluvión.	DUDOSA	REGULAR	BUENA	MALO	REGULAR A BUENA

# ESTABILIDAD EN EL TALUD

CONDICION :  $f_2^7 \leq 10/100 \text{ mm}$

Placa cuadrada :  
0.40 m lado

Temperatura :  
60 a 70° C



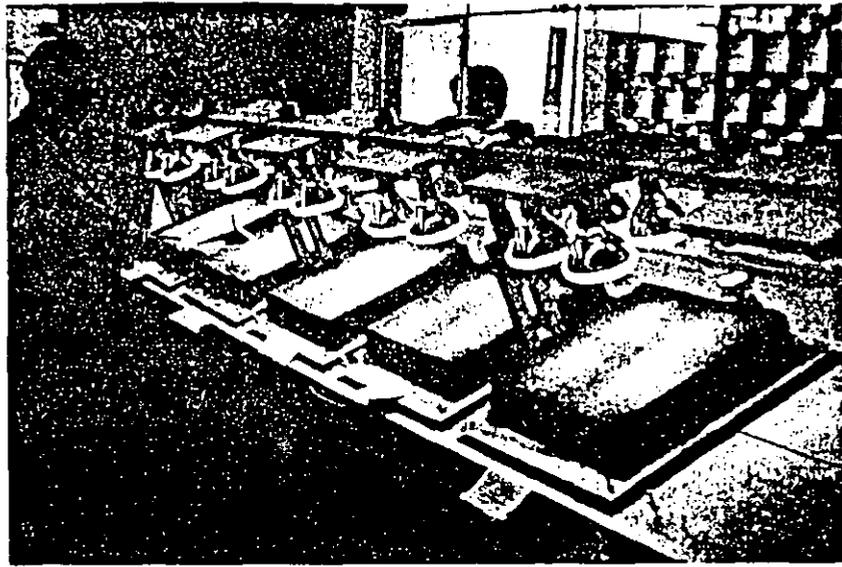


Foto 5.- PRUEBA DE ESTABILIDAD EN EL TALUD

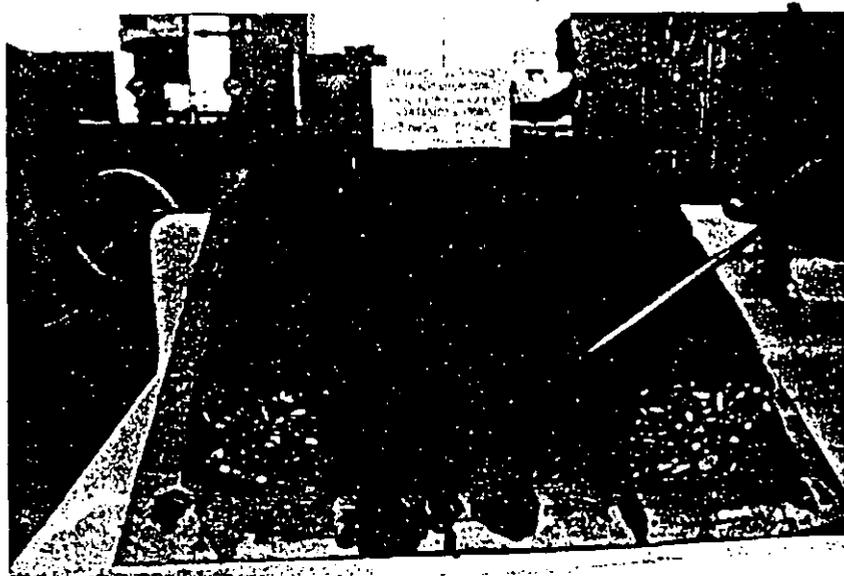


Foto 6.- ASPECTO DEL CONCRETO ASFALTICO SIN ESTABILIDAD EN EL TALUD

efectuadas en el laboratorio de Mexicali. La pastilla de la derecha corresponde al 100% de triturado y no fluyó ( $f_2^7 = 0$ ) y la de la izquierda, con nada de triturado, fluyó ( $f_2^7 \leq 10/100$  mm). Las otras pastillas corresponden a casos intermedios. Nótese en la foto los micrómetros para medir la fluencia. En la foto 6 se ilustra un caso de "cero" triturado.

La fabricación de las pastillas se ilustra en las fotos 7 a 10. Las primeras pastillas se hicieron con carga estática y después mediante rodillos, notándose un efecto benéfico con este último procedimiento por el amasado producido.

#### 8. DURABILIDAD.

La otra propiedad directriz (véase "2"), la durabilidad, está íntimamente ligada con la adherencia entre los agregados y el cemento asfáltico. Una prueba sencilla para calificar esa adherencia se llama pérdida de resistencia por saturación o prueba de adherencia Duriez o prueba de inmersión-compresión, cuyos lineamientos generales se presentan en la Lámina 12.

La prueba consiste esencialmente en: fabricar varios especímenes (12), dejar unos al aire (6) y otros en el agua (6) durante un tiempo determinado (7 días), a una temperatura dada ( $T \pm 18^\circ\text{C}$ ), hacerles después pruebas de resistencia a la compresión simple y compararlas. Se utilizan las probetas Duriez (50 cm<sup>2</sup> de sección transversal) con las características indicadas en la Lámina 12 sobre temperatura (T), presión (p), porosidad (n) y velocidad de aplicación de la carga (v). Condiciones: la resistencia a la compresión simple ( $q_c$ ) de las probetas que estuvieron en el agua (r) entre la resistencia a la compresión simple ( $q_c$ ) de las probetas que estuvieron al aire (R) debe ser mayor de 0.9; o sea: la pérdida de resistencia por saturación debe ser menor de 10%, si se trata de un concreto asfáltico denso. Cuando se trata de un concreto asfáltico poroso,  $r/R \geq 0.8$  (es menos rígida la especificación).

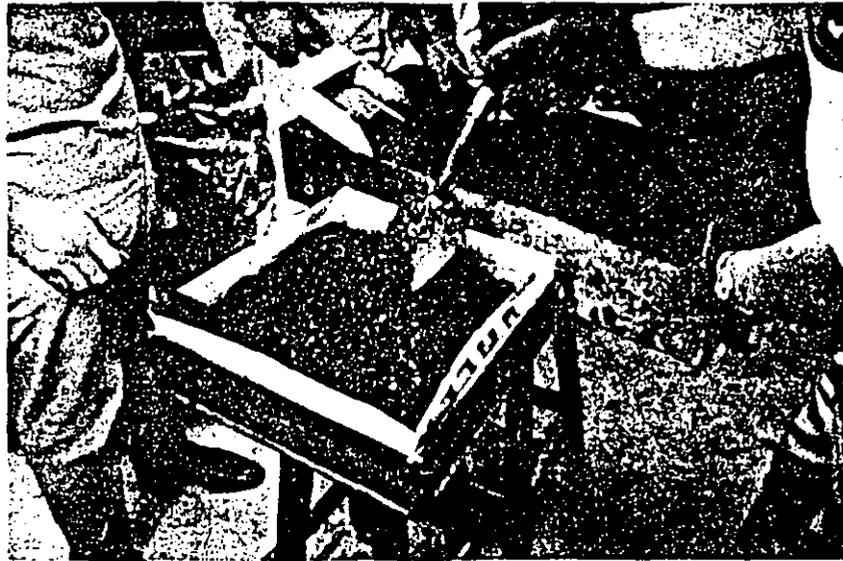


Foto 7.- ACOMODO DE UNA MEZCLA EN EL MOLDE PARA PASTILLA DE ESTABILIDAD EN EL TALUD

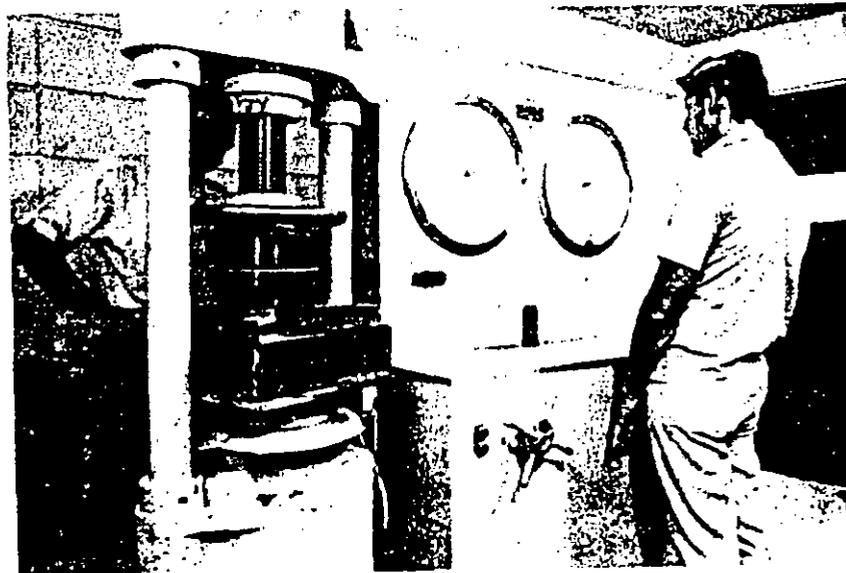


Foto 8.- APLICACION DE UNA CARGA ESTATICA EN LA PASTILLA PARA ESTABILIDAD EN EL TALUD

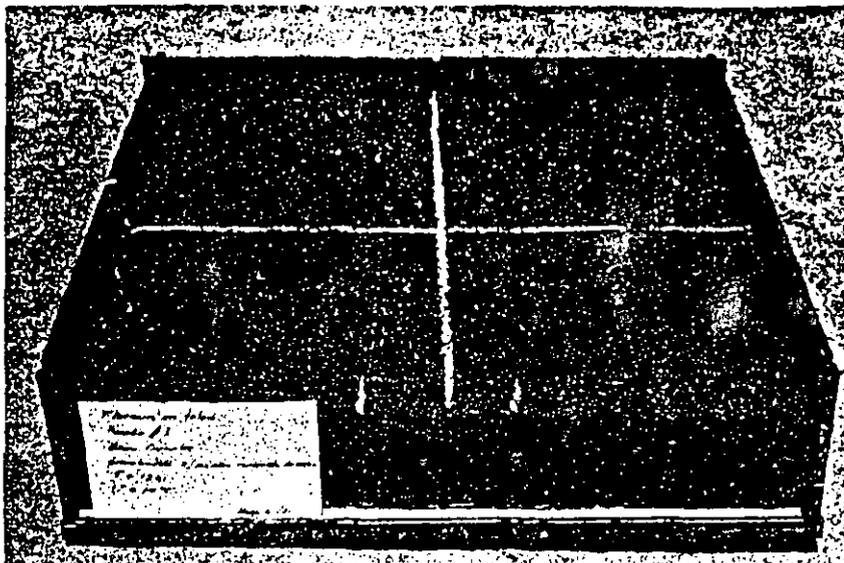


Foto 9.- PASTILLA ELABORADA PARA ESTABILIDAD EN EL TALUD

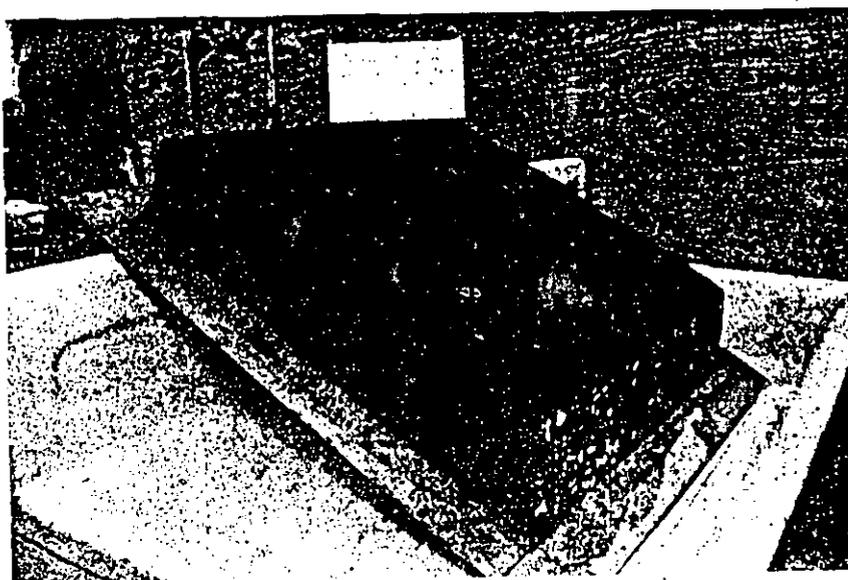
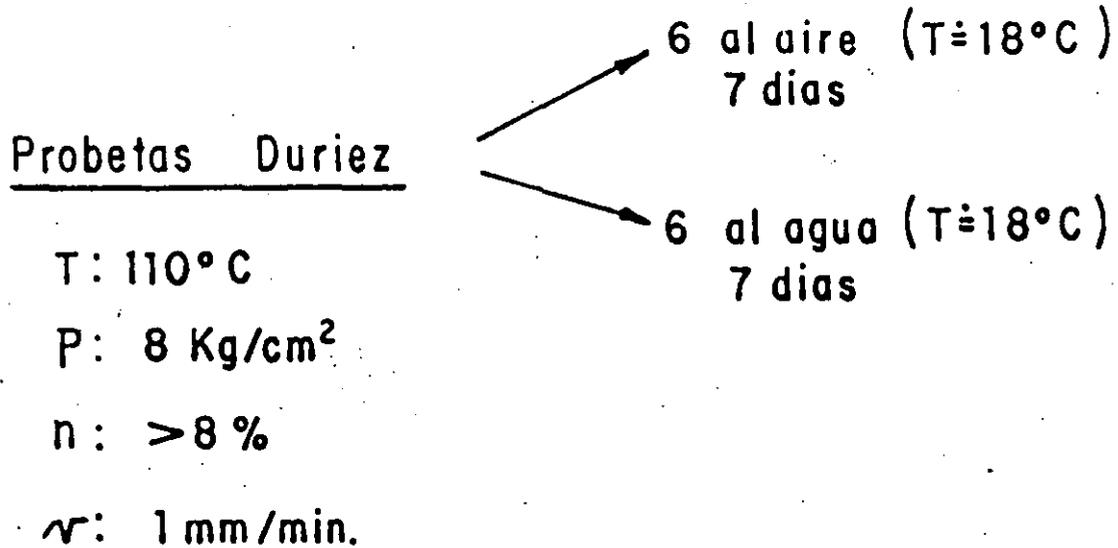


Foto 10.-PASTILLA PEGADA CON RESINA EPOXICA AL PLANO INCLINADO EN LA PRUEBA DE ESTABILIDAD EN EL TALUD

## ADHERENCIA (PERDIDA DE RESISTENCIA POR SATURACION)



### CONDICIONES :

#### A) CONCRETO ASFALTICO DENSO:

$$\frac{q_{\dagger c} \text{ (agua)}}{q_{\dagger c} \text{ (aire)}} = \frac{r}{R} \geq 0.90$$

#### B) CONCRETO ASFALTICO POROSO:

$$\frac{q_{\dagger c} \text{ (agua)}}{q_{\dagger c} \text{ (aire)}} = \frac{r}{R} \geq 0.80$$

La adherencia se mejora notablemente al aumentar el con-  
tenido de triturado o al añadir algunas sustancias como la cal.

En las fotos 11 a 14 se ilustran algunas etapas de la -  
prueba de adherencia Duriez, en el laboratorio de Mexicali.

#### 9. FLEXIBILIDAD.

En consonancia con lo descrito en "6", el concreto as-  
fáltico no debe agrietarse al flexionarse. Si la base de apoyo es  
firme y homogénea, con una gran capacidad de carga, la flexibilidad  
pasa a un plano secundario. Sin embargo, es necesario verificar es-  
ta propiedad con alguna prueba sencilla como la siguiente: fabri-  
car una losa de 75 cm de largo, 40 cm de ancho y con el espesor de  
proyecto de la capa impermeable, apoyarla libremente en sus extre-  
mos y permitir que se flexione a una temperatura ambiente de 20° C.  
La flecha máxima admisible es de 1.5 cm (2% del claro) sin la pre-  
sencia de fisura alguna.

#### 10. RESISTENCIA A LA EROSION.

Una propiedad intrínseca y evidente en el concreto as-  
fáltico denso es su resistencia a la erosión. Como un ejemplo, en  
las fotos 15 y 16 se presenta el caso del Río Santana (cerca de -  
Anaheim, California), en que se protegieron de concreto asfáltico -  
las márgenes contra la erosión causada por las crecientes. El ce-  
mento asfáltico utilizado fué de 85/100 grados de penetración y el  
revestimiento se construyó en una sola capa de unos 7 cm de espesor,  
directamente sobre el terreno natural. Abajo del revestimiento se  
colocó una malla de acero para darle continuidad al concreto asfál-  
tico. Se utilizó el sistema de tendido transversal. Como observa-  
ción, en otro lugar cercano al Río Santana, también se protegieron

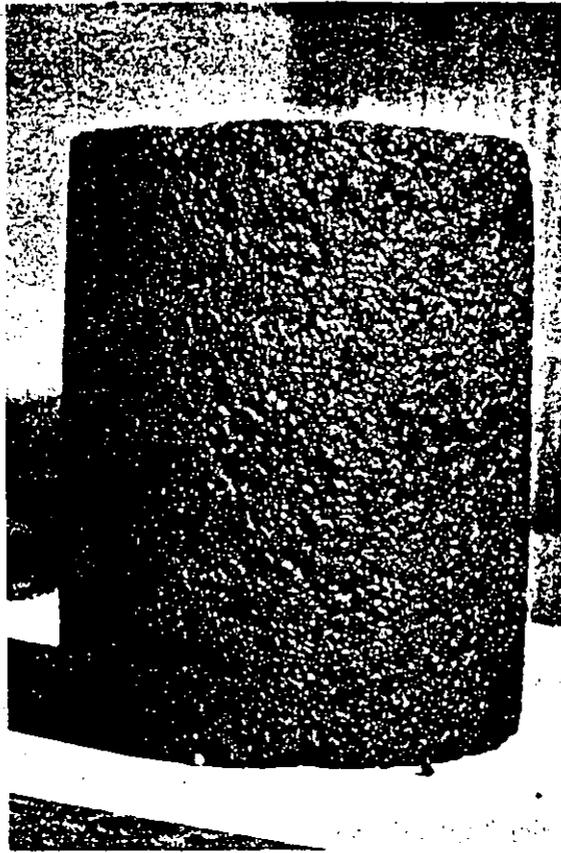


Foto 11.- PROBETA DUREZ ANTES DE LA SATURACION

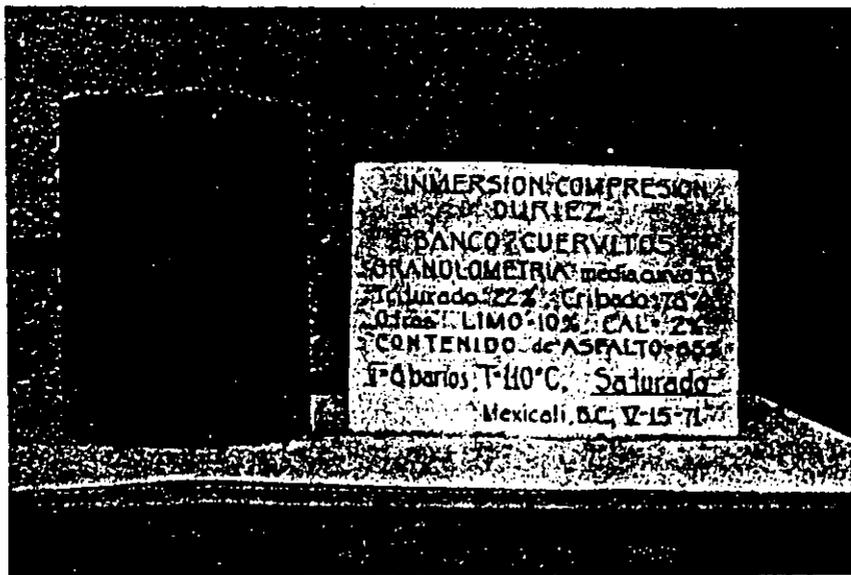
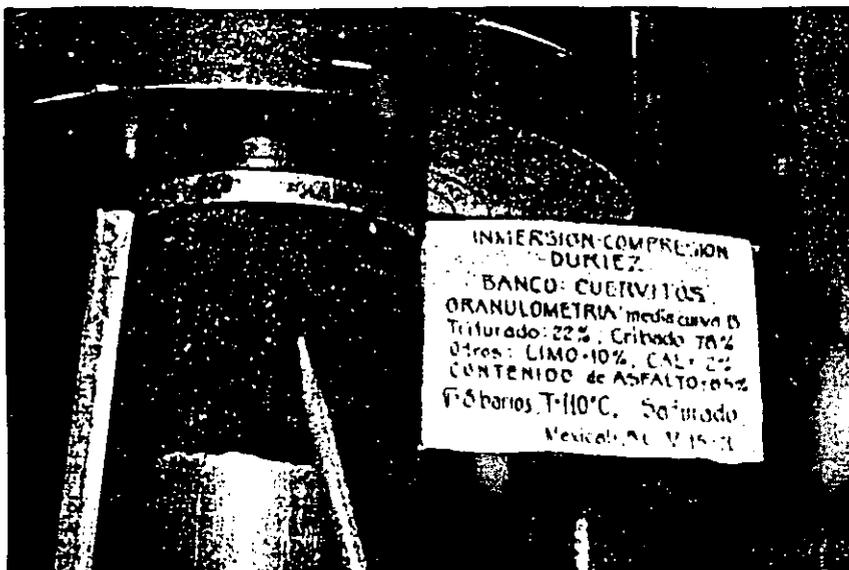
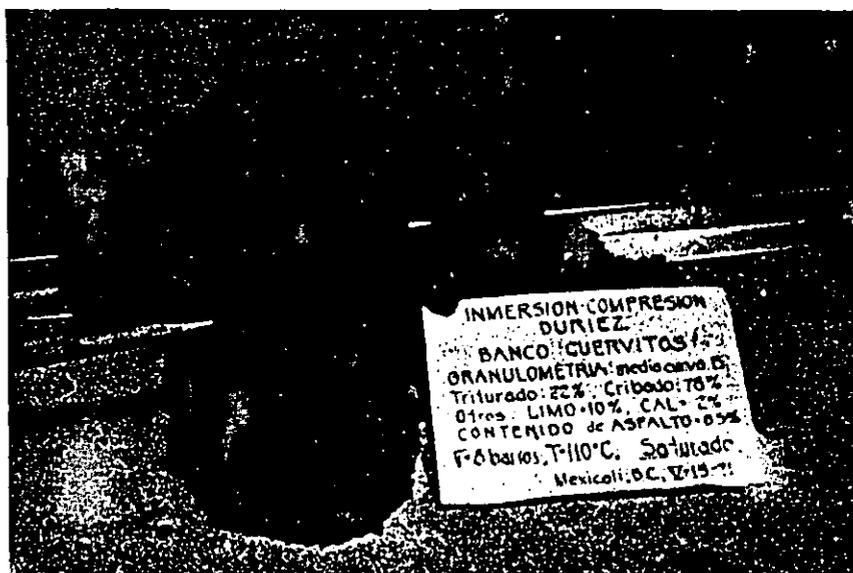


Foto 12.- PROBETA DUREZ DESPUES DE LA SATURACION



13.- PROBETA DURIEZ SATURADA, DURANTE LA COMPRESION SIMPLE



14.- PROBETA DURIEZ SATURADA, DESPUES DE LA COMPRESION SIMPLE



Foto 15. - REVESTIMIENTO DE LAS MARGENES DEL RIO SANTANA PARA FINES DE PROTECCION CONTRA EROSION



Foto 16. - FALLA LOCAL DEL REVESTIMIENTO EN EL RIO SANTANA. NOTESE LA MALLA QUE UNE LAS PARTES DAÑADAS

las márgenes con un revestimiento de concreto hidráulico, pero se movieron muchas losas precisamente por la rigidez de este concreto; se tuvieron muchos problemas por socavación. Con el concreto asfáltico ya no hubo problemas, excepto en un tramo muy localizado en — que hubo una falla local (foto 16).

Veán ustedes (foto 16) una de las ventajas del concreto asfáltico: no se destruye totalmente, se adapta a los movimientos — del terreno; aquí se presentó un caso de falla: está el concreto — asfáltico directamente sobre el terreno natural en los taludes (protección de las márgenes únicamente); o sea: hubo un problema de — subpresión, de socavación, etc.

Este revestimiento lleva más o menos 16 años de vida. — Se tomaron unas muestras y el cemento asfáltico está todavía fresco.

#### 11. PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION. CASO DEL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE.

El procedimiento de construcción para un revestimiento impermeable de concreto asfáltico varía en cada obra particular. Como ilustración, se presenta aquí solamente el caso del Canal Alimentador del Norte que visitamos en la mañana, cuyas características — generales se muestran en la Lámina 13. El revestimiento consiste — esencialmente de 2 capas de 4 cm de concreto asfáltico denso; una — sirve como base (véase "6") y la otra es la verdadera capa impermeable.

El procedimiento de construcción elegido fue el siguiente:

- a) Recorte y afine de terracerías.
- b) Rodillado de terracerías donde se necesite (ustedes lo vieron en la mañana).

**SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS**  
**DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION**  
**Y**  
**CONTROL DE RIOS**  
**DIRECCION DE PROYECTOS**

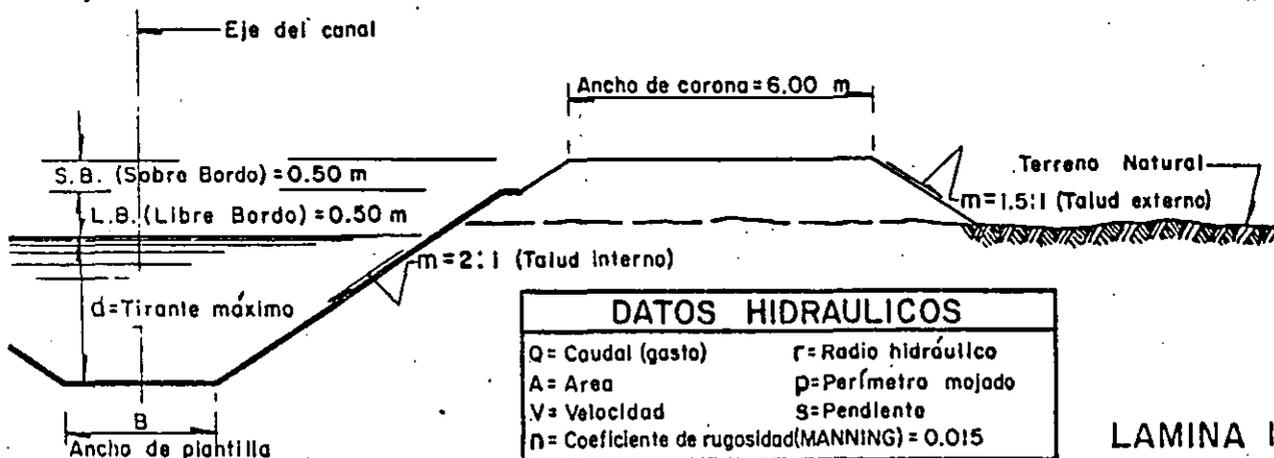
DISTRITO DE RIEGO N<sup>o</sup>14—RIO COLORADO, B.C. Y SON.—OBRAS DE REHABILITACION  
**CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE**  
 DEL Km 0+000 AL Km 26+747

**REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO**

**I.—CARACTERISTICAS GENERALES DEL CANAL**

T R A M O		Q m <sup>3</sup> /seg.	A m <sup>2</sup>	V m/seg.	d m	B m	r m	s	p m
DEL Km	AL Km								
0+000	8+050	40.84	34.32	1.19	2.60	8.00	1.748	0.00015	19.63
8+050	13+800	39.36	22.62	1.74	2.60	3.50	1.495	0.00040	15.12
13+800	26+747	39.85	24.75	1.61	2.25	6.50	1.495	0.00034	16.56

—Hay ensanchamiento de sección desde 200 m antes de las represas en los kms. 11, 13.8, 17, 20 y 23



LAMINA 13

APROBO:	FORMO:	REVISO:	LUGAR:	FECHA:
Ing. E. L. A.	Ing. R. V. O. S.	Ing. C. J. O.	México, D. F.	Marzo de 1971

- c) Riego esterilizante. Este es un punto muy importante que conviene tomar siempre en cuenta. A este respecto no hemos hecho pruebas aquí en el Distrito, pero sí hemos observado qué sucede cuando no se esteriliza un terreno; por ejemplo, en la foto 17 se tiene un estacionamiento y pueden ver ustedes lo que ocurre cuando no se ha dado un tratamiento esterilizante, el cual debenser específico para cada planta, porque a veces hay problemas muy serios. No se trata de un simple herbicida, sino de un verdadero esterilizante.
- d) Riego de impregnación en los taludes. En el caso del Canal Alimentador del Norte, se escogió dar un riego ligero de impregnación (no de penetración) para tener una superficie limpia de trabajo. Se hizo un tramo de prueba en forma rudimentaria, con un asfalto rebajado de fraguado medio (MC-250), a razón de 1.5 lt/m<sup>2</sup>, según se ilustra en la foto 18. Dependiendo del caso, se puede dar un riego de penetración que vendría a ser un riego estabilizante para evitar, cuando haya flujo inverso del agua hacia el canal, la migración de finos y aumentar la resistencia a la tubificación de los suelos susceptibles a este efecto.
- e) Construcción del revestimiento de concreto asfáltico (procedimiento de tendido longitudinal). La secuencia en las etapas de construcción del revestimiento sin colectores de drenaje, según se trate de "plantilla antes de talud" o "talud antes de plantilla", se presenta esquemáticamente en la Lámina 14. Para definir cuándo se requieren los colectores es conveniente aplicar los criterios contenidos en la Lámina 15, cuyos símbolos representan:

$q_{med}$  = gasto de filtración medio

$k_{med}$  = coeficiente de permeabilidad medio del.

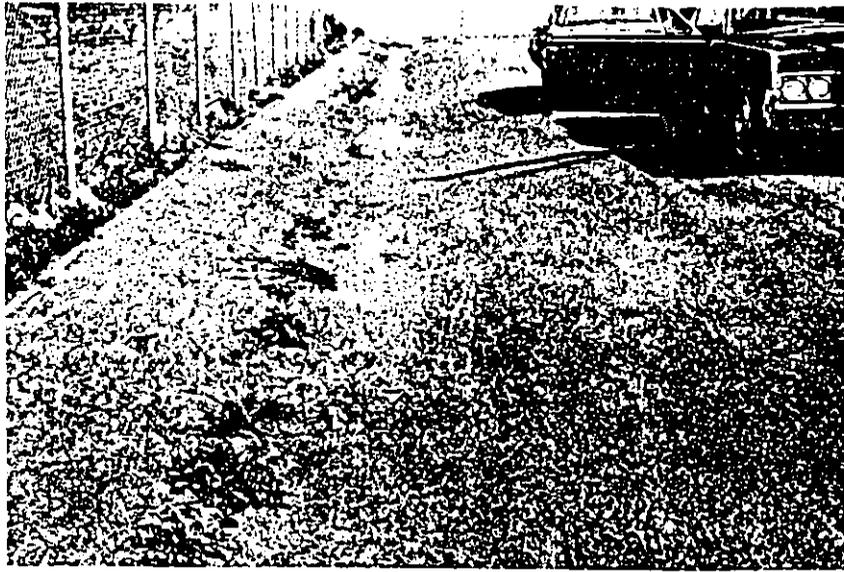


Foto 17.- EFECTO DE LA VEGETACION EN SUELOS SIN ESTERILIZAR.

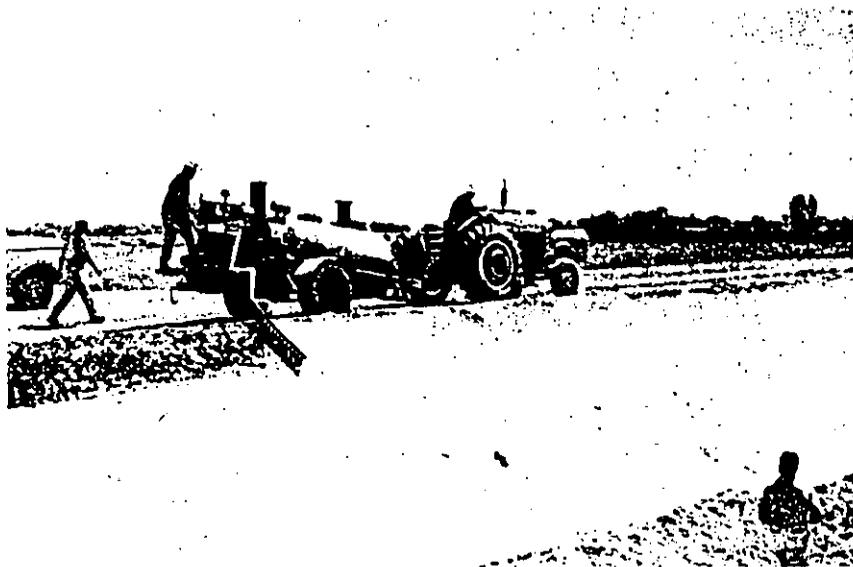
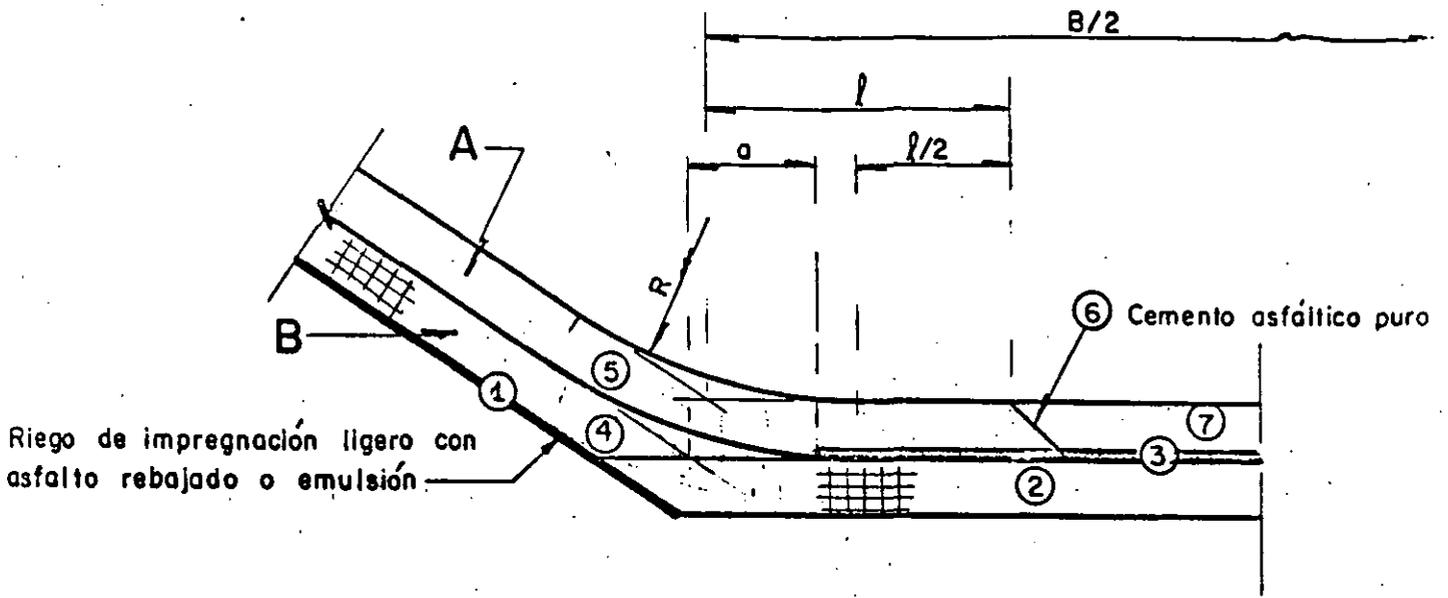


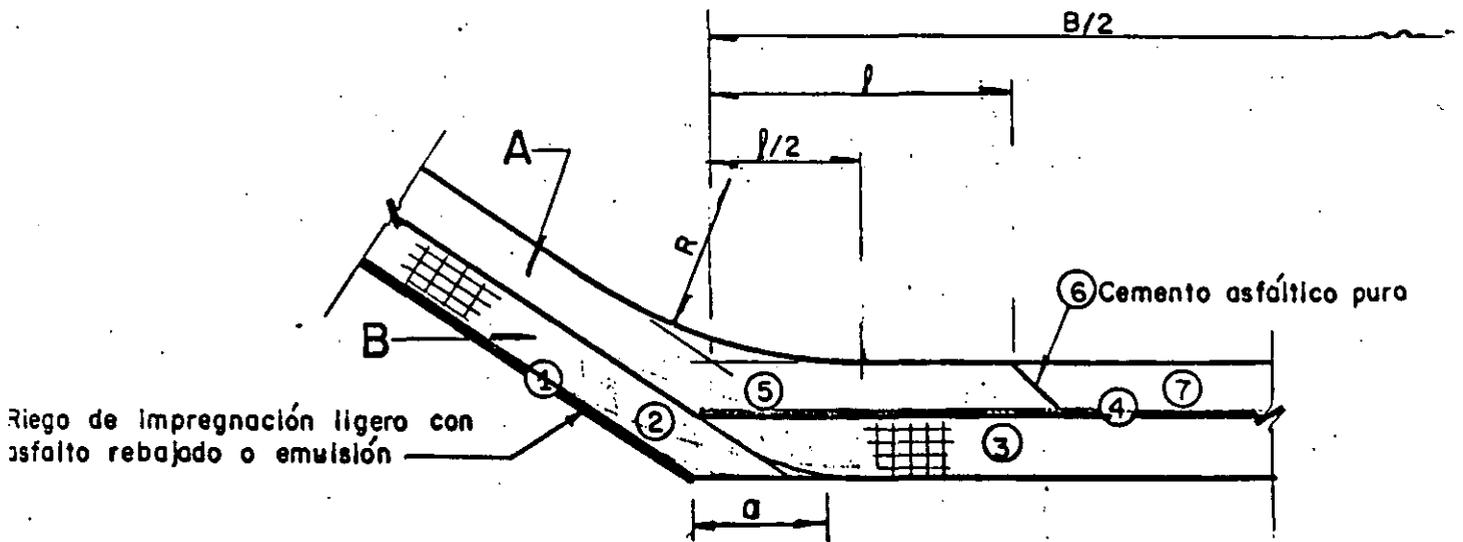
Foto 18.- PRUEBA INICIAL DEL RIEGO DE IMPREGNACION EN EL CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE

**III.-ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO SIN COLECTORES**

( Números encerrados en círculos )



**PLANTILLA ANTES DE TALUD**



**TALUD ANTES DE PLANTILLA**

$l = 1.00 \text{ m}$

$a = 0.25 \text{ m}$

$R = 3.50 \text{ m}$

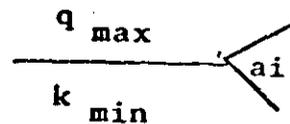
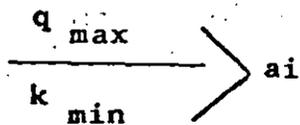
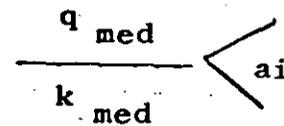
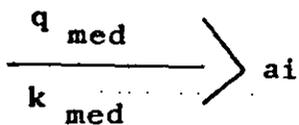
CRITERIO PARA  
DEFINIR:

REVESTIMIENTO  
IMPERMEABLE

DRENAJE  
COMPLEMENTARIO

SE NECESITA  
CUANDO:

NO SE NECESITA  
CUANDO:



terreno de cimentación.

$a$  = área de filtración considerada.

$i$  = gradiente hidráulico = tirante/espesor de la capa impermeable.

$q_{\text{máx}}$  = gasto de filtración máximo (esperado)

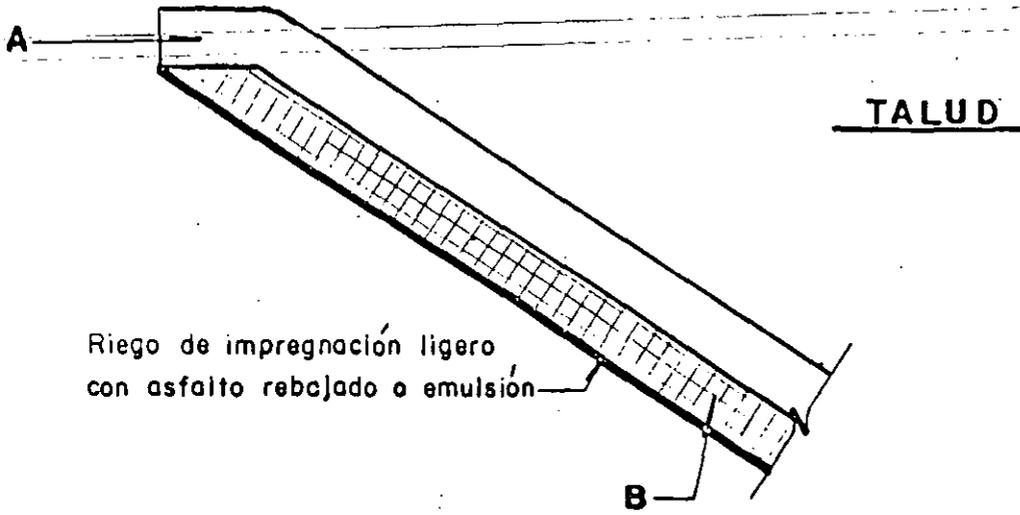
$k_{\text{mín}}$  = coeficiente de permeabilidad mínimo del terreno de cimentación

Estos criterios (Lámina 15) son muy importantes porque nos permiten saber cuándo necesitamos el drenaje complementario; es decir, ofrecen una forma racional de fijar los tramos que requieren o no drenaje complementario. Es evidente que si el gasto de filtración medio ( $q_{\text{med}}$ ) es mayor que el gasto que permite absorber (que admite) el terreno ( $k_{\text{med}}$  a  $i$ ), se necesita el revestimiento impermeable. En las condiciones extremas: si el gasto de filtración máximo esperado ( $q_{\text{máx}}$ ) es mayor que el gasto mínimo que admite el suelo ( $k_{\text{mín}}$  a  $i$ ), sí se requiere el drenaje complementario. Por lo tanto, es indispensable que se tenga un perfil de suelos del canal con los coeficientes de permeabilidad determinados con el permeámetro de pozo (por ejemplo) y valuar las filtraciones medias y máximas con -- auxilio de la fórmula del USBR (lámina 4).

Cuando el drenaje se requiere, conviene poner una base permeable (capa drenante) y, en algunos casos, colocar otra capa de base adicional más cerrada (capa filtrante) como una especie de filtro invertido; es decir, hay casos en donde se ponen 2 capas, una -- de ellas como transición. En la Lámina 16 se muestran las características estructurales más recomendables para el revestimiento del Canal Alimentador del Norte.

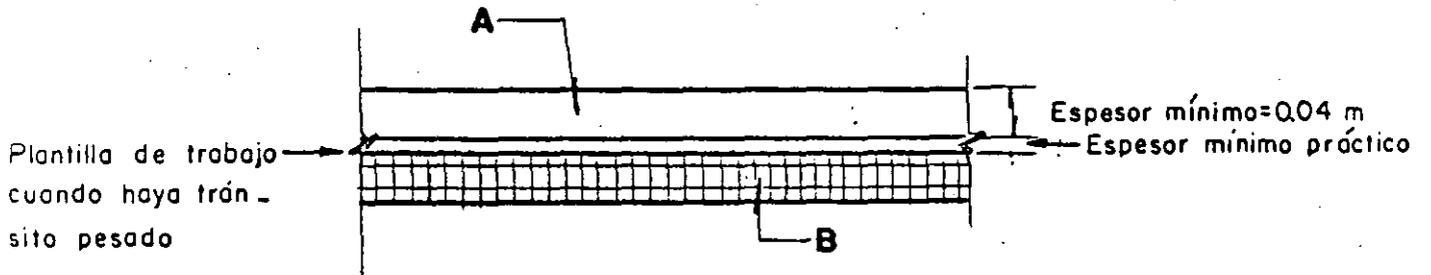
En la Lámina 17 se presenta la secuencia en las etapas de construcción del revestimiento cuando se requieren los colectores de drenaje, que recogen las aguas infiltradas y las llevan a salidas debidamente localizadas. Estos colectores generalmente son -- de tubo metálico perforado, apoyado sobre una "cama" de grava a la

**II - CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL REVESTIMIENTO**



REVESTIMIENTO	MEZCLA ASFALTICA	PERMEABILIDAD	ESPESOR MINIMO
A) Capa impermeable	Densa	$k < 5 \times 10^{-10}$	0.05 m
B) Base porosa	Ablerta	$5 \times 10^{-3} \leq k < 5 \times 10^{-2}$	0.08 m

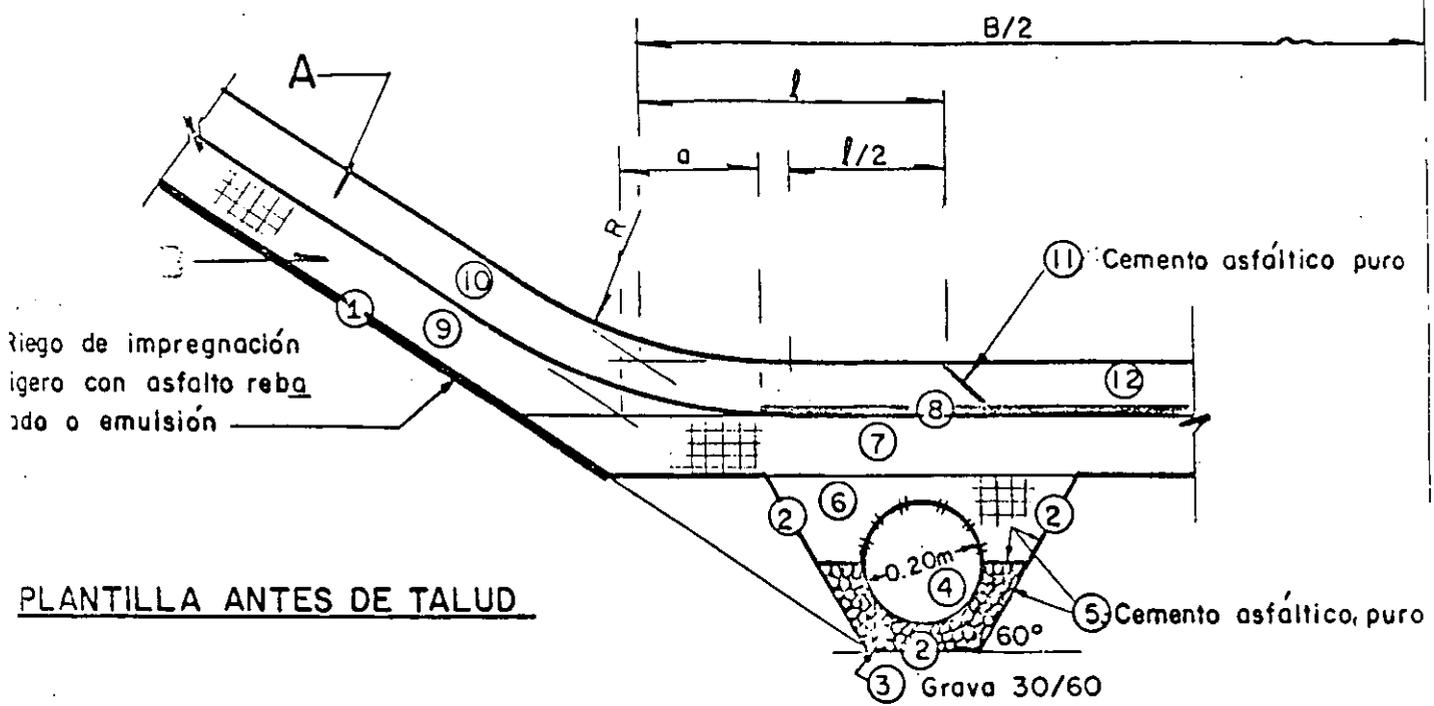
k = Coeficiente de permeabilidad, en m/s



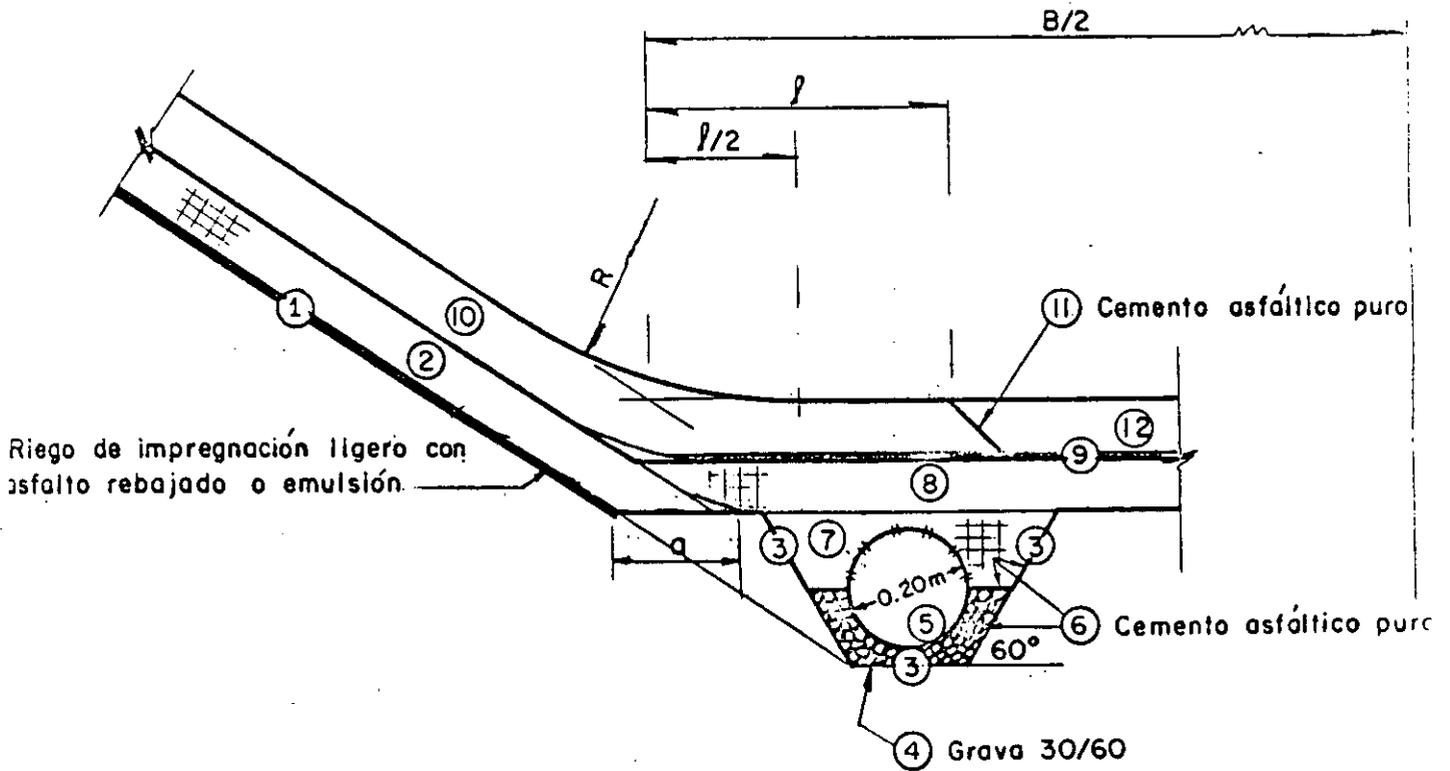
**PLANTILLA**

# IV.- ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO CON COLECTORES

(Números encerrados en círculos)



PLANTILLA ANTES DE TALUD



TALUD ANTES DE PLANTILLA

- $l = 1.00 \text{ m}$
- $a = 0.25 \text{ m}$
- $R = 3.50 \text{ m}$

cual se le vierte cemento asfáltico puro para formar una plantilla impermeable y flexible. El dimensionamiento del sistema de subdrenaje depende principalmente de la permeabilidad del terreno, de la geometría de la sección del canal y de los valores de pérdida unitaria fijados.

A las juntas se les debe dar un tratamiento especial.

## 12. CONTROL DE CALIDAD.

Por brevedad, me referiré someramente al control de las mezclas impermeables (concreto asfáltico denso). En la Lámina 18 están enlistados los puntos más sobresalientes que se deben respetar o seguir en la fabricación de dichas mezclas. La Lámina 19 se refiere a la supervisión durante la construcción y la Lámina 20 al control de la ejecución (verificación de lo que se hizo).

Finalmente, se deben construir estanques de prueba en el canal ya revestido para saber si el valor asignado de la pérdida unitaria por infiltración "R" es el esperado, conocer el comportamiento estructural del revestimiento y tener más experiencia.

## 13. REFERENCIAS.

- 1) Informe Geotécnico del Distrito de Riego N° 14, -  
Río Colorado, B.C. (Segundo Informe). Concepto 1.  
Presentado a la S.R.H. por el Ing. Raúl Vicente -  
Orozco Santoyo, según Contrato para estudios N° -  
EI-69-67 de fecha septiembre 27 de 1969.
- 2) Prueba de permeabilidad con el permeámetro tipo -  
ALX de Electricité de France (EDF). Por M. Dier-

nat.

Traducción del francés por el Ing. Antonio -  
Mosqueda Tinoco, Departamento de Ingeniería  
Experimental.

## A) CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

### a) Fabricación

El control se hará esencialmente para asegurar:

- La calidad de los materiales
- La adherencia del cemento asfáltico 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) Ensayes de compacidad
  - 3) Ensayes de extracción (rotarex)
- La estabilidad en el talud (y la flexibilidad)

Las 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 compacidad).

## A) CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

### b) Supervisión de la colocación

Durante la ejecución de la obra se deberá dar mucha importancia a la supervisión permanente de los siguientes puntos:

- 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 (traslape entre capas)
- Velocidad del tendido y rodillado
- Tratamiento de las juntas
- Control en la colocación de los colectores de drenaje.

A) CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

c) Control de la ejecución

Sobre los "corazones" extraídos de la capa impermeable endurecida, se procederá a las siguientes mediciones:

- Espesor
- Permeabilidad
- Compacidad

## COMENTARIOS A LA PLATICA DEL ING. RAUL V. OROZCO SANTOYO.

ING. SABAS CAMPOS CAMPOS.

Ing. Orozco, ¿cuál es el porcentaje que se siente "ahorita" aproximado que debe llevar el material entre finos y grava — triturada, ya que se supone que con la grava triturada nos da mayor adherencia?

ING. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

De las pruebas que se han hecho al momento, se ha obtenido que el porcentaje de finos varía entre 9 y 12%. El porcentaje de triturado corresponde a 40% aproximadamente. Con eso, las pruebas de fluencia en el talud han resultado satisfactorias. Creo que esa es la respuesta.

ING. CAMPOS CAMPOS

¿Para ese material que vimos?

ING. OROZCO S.

Sí, me estoy refiriendo al material del Banco Cuervitos para el Canal Alimentador del Norte.

A este respecto, el Ing. Arias tomó unas transparencias del Canal de Mallemort; el porcentaje de triturado era de un 80%. — Entonces, en cada caso es necesario variar estas cantidades; depende de las condiciones específicas de cada obra. Aquí en Mexicali, — 40% de triturado. Lo ideal es tener alto porcentaje de triturado. — Esto depende también del tipo de explotación del banco y otras consideraciones.

...

ING. EUGENIO LARIS ALANIS.

Del Banco López Mateos, han hecho pruebas?

ING. LARIS ALANIS

¿Y la SOP?

ING. OROZCO S.

Las pruebas de la SOP son para otras condiciones (camionos).

Desde el punto de vista problemas de adherencia es mejor el Banco López Mateos, pero hay que hacer las pruebas en todos los casos. Si se utiliza por ejemplo el Banco López Mateos que está en las estribaciones de la Sierra Cucapah, esos materiales son más angulosos que los del Banco Cuervitos (ustedes vieron que son producto de acarreo del Río; entonces, están más redondeados). Por consiguiente, en cada caso, en cada banco, hay que estudiar todas estas propiedades (adherencia, estabilidad en el talud, etc.).

ING. ANTONIO PETER VERES

Las especificaciones y recomendaciones que vamos a emplear aquí en Mexicali están basadas en las experiencias americanas? ¿En donde se han tenido más experiencias en estos concretos asfálticos aplicados a revestimientos de canales?

ING. OROZCO S.

De hecho el proyecto está apoyado en las técnicas americanas y en las técnicas francesas. Son las dos técnicas. La diferencia fundamental es que los americanos no fijan el coeficiente de permeabilidad. Ellos fijan grado de compactación, por ejemplo: 98% Marshall (o alguna otra prueba); lo fijan con el criterio de cami-

nos. Esa es la diferencia fundamental que he visto. Si usted fija coeficiente de permeabilidad (criterio europeo) es más racional el Proyecto, desde luego. Pero el proyecto de Mexicali está apoyado - en los dos criterios.

ING. ALFONSO HERNANDEZ CENDEJAS.

Yo quiero preguntar si se tiene algún estudio comparativo económico entre el concreto (hidráulico) y el revestimiento de - concreto asfáltico, tomando en cuenta la durabilidad misma del concreto asfáltico, rodillado y con todos los trabajos relativos a ese tipo de revestimiento.

ING. PETER VERES

Sí se hizo un estudio comparativo (yo no estaba en la - Secretaría), pero la información que tengo es que cuando se hizo es te Concurso se estudiaron y se propusieron las dos alternativas de revestimiento de canal con concreto asfáltico y revestimiento de ca nal con concreto hidráulico, resultando que la empresa triunfadora presentó la alternativa de revestimiento de concreto asfáltico con una economía sobre el revestimiento de concreto hidráulico.

ING. OROZCO S.

A este respecto me interesaría hacer un comentario. Se está refiriendo el Ing. Peter al costo inicial, al costo de cons--- trucción. Si hacemos un estudio económico más completo, incluyendo la vida útil de los dos revestimientos, incluyendo las reparaciones mayores, incluyendo conservación y todos esos factores, indudable--- mente que en el concreto asfáltico se tienen menores posibilidades de falla; en otras palabras, usted puede arreglar con facilidad un tramo que le falle, simplemente corta y repone la parte fallada. En el concreto hidráulico hay demasiada rigidez y no es tan adaptable a los movimientos del terreno, resultando que el costo de reparacio

nes mayores sea posiblemente más alto que en el caso del concreto asfáltico. Hay canales, como el que vimos del Río Santana, que tiene 17 a 18 años (no recuerdo exactamente), a los que no se les ha hecho nada absolutamente y en otros lugares, en Francia por ejemplo, hay canales que tienen más edad: 20, 25 años y no les han dado ningún tratamiento.

ING. FERNANDO CARDENAS NORIEGA.

Si debe haber drenaje, ¿debe salir hacia el canal o fuera del canal?

ING. OROZCO S.

Si se decide lo del drenaje, por ejemplo si se trata de nivel freático alto, conviene mejor hacer zanjas afuera del canal, para bajar el nivel freático. Si son filtraciones internas, entonces deben salir con los colectores hacia donde usted quiera: hacia fuera del canal, hacia aliviaderos. En algunos casos se colocan aliviaderos de charnela por ejemplo, para que caigan (las filtraciones) adentro del canal, pero esa práctica la han abandonado también en Estados Unidos, porque se traban, no funcionan bien. Creo que está contestada su pregunta.

ING. CAMPOS CAMPOS.

En la transparencia que vimos, en que el revestimiento asfáltico se había roto por efecto de haber fallado en la base, ¿ese revestimiento tenía malla metálica o no la tenía?

ING. OROZCO S.

Usted se refiere a la protección de la margen del Río Santana. Sí, efectivamente tenía una malla metálica abajo. Nada más fué una protección, no la recomiendan los americanos; no tiene adherencia con el concreto asfáltico. Sin embargo, en la transpa-

rencia se ve que sirvió para darle unión a las partes falladas.

ING. CAMPOS CAMPOS.

Sí, porque yo creo que si no ha tenido esa malla, el -  
concreto asfáltico se rompe, cae y sigue la erosión.

ING. OROZCO S.

Sí, exactamente. Entonces, la malla es una medida de  
protección, pero en el caso de canales como el nuestro, no se ha -  
considerado protección contra avenidas u otras causas eventuales -  
que se presenten (fluctuaciones bruscas de niveles de agua en el -  
canal, etc.). No creo que la malla deba ponerse en el caso nues-  
tro; además que en el caso de una falla local, solo bastaría hacer  
la reparación.

ING. CAMPOS CAMPOS.

Correcto, gracias.

ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

Quería complementar un comentario a eso que preguntó -  
el Ing. Sabás Campos. Ese canal que salió ahí retratado es de un  
cauce de control de avenidas cerca de Disneylandia, por ahí queda,  
en Anaheim. Los escurrimientos son torrenciales y es un canal que  
ya tiene más de 18 años. La práctica actual es no ponerle esa ma-  
lla.

ING. GUILLERMO AMAYA BRONDO.

Ing. Orozco, una compañía francesa recomienda agregar  
al concreto asfáltico una trama de yute o cualquier otro material,  
para evitar, según ellos, la fluencia del material. Usted que es  
tuvo en Francia, ¿qué opina de eso ingeniero?

ING. OROZCO S.

Bueno, han llegado a la conclusión de que el concreto asfáltico en caliente, o sea, las mezclas en caliente, son las — que tienen mayor durabilidad. Todas las demás membranas o concretos con mezclas frías, yute y demás, tienen el inconveniente de — que con el tiempo se deterioran. La recomendación fué: concreto asfáltico en caliente, definitivamente; agregados, cemento asfáltico, en planta, muy bien controlado (todo), temperaturas "altas" de mezclado, de "compactación", etc. Procedimiento de concreto asfáltico en caliente, eso es lo que están usando y bases de apoyo buenas o bases porosas; estas pueden ser de grava-arena también. Le dan mucha importancia al drenaje. Definitivamente noté que al drenaje le dan una importancia primordial. Nosotros, si quisiéramos ser demasiado precavidos, tendríamos que tomar todos estos — factores en cuenta. En los tramos dudosos, por ejemplo con nivel freático alto, es práctica buena instalar piezómetros por ejemplo, controlar los tirantes dentro del canal, etc. También esto depende de estudios económicos. El concreto asfáltico en caliente es el que recomiendan definitivamente.

ING. LARIS ALANIS.

Yo quisiera también hacer una alcaración a lo que dijo el Ing. Alfonso Hernández Cendejas con relación a la decisión de una alternativa de concreto asfáltico, contra una de concreto hidráulico. Realmente en este caso, en nuestro medio, la decisión se tomó fundamentalmente por costo inicial; no hay información sobre costos de operación. De hecho es la primera experiencia que se va a tener en México de un canal grande revestido de concreto asfáltico y en este punto si cabría pedir al Distrito de Riego que en la operación de este Canal se llevaran cuentas, particularmente cuidadosas, de lo que cuesta la conservación, para poder hacer comparaciones con más bases en casos futuros.

...

## ING. MENDOZA von BORSTEL.

Yo quisiera hacer unos comentarios que se refieren a - la forma racional de ir fijando los distintos elementos del proyecto del revestimiento asfáltico. Generalmente en los de concreto - (hidráulico) recetamos los espesores: canales grandes, 4 pulgadas (10 cm de espesor) y así sucesivamente, hasta un mínimo de 5 cm.

En este caso ya se racionaliza la determinación del espesor en función del coeficiente de permeabilidad y la pérdida que vamos a permitir o admitir que tenga ese canal. Creemos que esto ya es un avance en esta tecnología. Adicionalmente, también hay - un criterio con bases racionales para definir la presión de "com—compactación" y la temperatura de la mezcla, en vez de estarlo rece—tando también "nomás a ojo". Finalmente, también los criterios para definir la base de apoyo y si se necesita o nó el drenaje. Creo que el Ing. Blake también tenía una duda a este respecto, acordán—donos de lo que se hizo en el Canal Alto y lo del Humaya. Aquí ya viene racionalizado ese criterio; hablando en términos simplistas, si el respaldo no tiene capacidad para recibir o manejar el gasto de filtración que va a tener el canal (el revestimiento), se necesita ayudarlo con un drenaje artificial complementario. Si es suficientemente permeable para poder manejar y recibir en el subsuelo lo que se está filtrando, no se requiere.

Y les repito también lo que les dije, cuando les hice el comentario a algunos cuando íbamos en el camión: consideramos que con el tiempo que tarde en instalarse la máquina y que se ajusten las mezclas y que el mismo personal se familiarice con el procedimiento de construcción y lo mismo el Laboratorio ya en forma - rutinaria las pruebas, estimamos que para el mes de enero, quizás en la segunda quincena, ya estará trabajando en forma regular la - colocación del revestimiento asfáltico y vamos a hacer una campaña para traer a todos los residentes a que vean este procedimiento. - Nos interesa que se familiaricen con este sistema y será una herramienta más que tengamos a la mano para revestimiento de canales y

no estar usando exclusivamente ya, casó en forma dogmática, el concreto hidráulico.

ING. ARMANDO HERRERA HERRERA.

Quisiera disipar la duda siguiente, ¿qué precauciones se deben tomar en la operación de los canales revestidos de concreto asfáltico? ¿Es igual que el concreto (hidráulico) o debe ser - un poco más meticoloso?.

ING. OROZCO S.

No, es igual que el concreto (hidráulico). No hay una precaución especial.

ING. HERNANDEZ CENDEJAS.

Permítaseme plantear la siguiente interrogante. ¿El - concreto asfáltico es particularmente recomendable para qué tipo - de suelos?.

ING. OROZCO S.

Pues igual que para cualquier otro revestimiento; es exactamente lo mismo.

ING. HERNANDEZ CENDEJAS.

No es más recomendable, digamos para el caso de arcillas expansivas?.

ING. OROZCO S.

Uno piensa que en las arcillas expansivas es mejor (el concreto asfáltico), pero se agrieta también. Las arcillas expansivas lo mueven y se forman grietas; entonces, pierde su impermea-

bilidad. Desde luego que se antoja que es mejor el concreto asfáltico que el concreto hidráulico, pero esa pregunta también nosotros la hicimos y en arcillas expansivas, la peligrosidad depende de la presión de expansión que tenga esa arcilla, etc.; es el mismo caso para los dos tipos de concreto.

La ventaja principal del concreto asfáltico es que es más moldeable, más manejable. Si se rompe, suponiendo que se botara por subpresión o por un empuje de ese tipo (vamos a suponer que por subpresión), únicamente le "pican" a la "bomba" que se forma, sacan el agua y después arreglan. Son de las ventajas que tiene el concreto asfáltico también.

ING. MENDOZA von BORSTEL

Tratando de contestar parte de esa pregunta que hizo el Ing. Hernández Cendejas, pueden distinguirse dos casos básicos:

Aquel en que la base de apoyo (digamos) es, para condiciones prácticas, indeformable o poco deformable; por ejemplo, un canal excavado en roca; hay muchas posibilidades de que en el estudio económico, y esa es la práctica de Electricité de France, se vayan al revestimiento de concreto hidráulico. En los canales alojados en suelos que van a tener movimientos por los cambios de contenido de agua, por ejemplo prácticamente todos los terrenos que tenemos en los valles, ahí sí entra en juego y compite por su mayor flexibilidad el concreto asfáltico.

ING. HERNANDEZ CENDEJAS.

Y desde el punto de vista constructivo, ¿el procedimiento es más elaborado o más complicado que el de concreto hidráulico o más sencillo o qué problemas se pueden presentar o se va a experimentar ahora que se construya el Canal Alimentador del Norte?

...

ING. OROZCO S.

El concreto hidráulico lo conocen todos perfectamente. El asfáltico aparentemente es sumamente sencillo; es continuo, es una de las operaciones muy fáciles de realizar. Los controles son menores, en eso sí, me refiero a: "una vez que ya está establecido el procedimiento, "no más" es: temperatura, espesores y coeficiente de permeabilidad"; esencialmente es lo que se hace. La temperatura tiene que ver con la manejabilidad, algo así como el revimiento del concreto (hidráulico). "La permeabilidad", pues tiene que ver con la impermeabilidad del concreto que realmente se está controlando por resistencia (el concreto hidráulico): también debería de controlarse por "permeabilidad"; de hecho ya se está iniciando (en la SRH) ese control; entonces tienen cierta similitud; y el espesor, pues es evidente. En esencia, es fácil llevar eso a cabo, pero se va a experimentar aquí ya desde luego.

ING. HERNANDEZ CENDEJAS.

Pues hay que venir a verlo.

ING. FERNANDO CARDENAS NORIEGA.

Ing. Orozco, quería hacer un comentario, volviendo otra vez al asunto del drenaje. Lo que hemos observado en el Canal Humaya es que las válvulas que desfogan al Canal, las de charnela, no funcionan por el azolvamiento que sufren, se traban como usted dijo. Cuando estas salidas son al exterior del canal y están bastante retiradas, no vienen a liberar la subpresión que produce el bulbo de agua que se ha infiltrado (no hablemos ahora de las aguas freáticas), porque en un súbito abatimiento del agua del canal, no se habrá desalojado toda el agua y la subpresión seguirá existiendo, a pesar de que haya esas salidas del drenaje. Ahora, mi pregunta es: ¿qué tan a menudo deben ponerse estas salidas de drenaje para que realmente, en un caso de peligro, en un caso de emergencia, puedan abatir esa agua que produce la subpresión, con la

velocidad necesaria para que no vayan a levantar el revestimiento del canal?.

ING. OROZCO S.

Hace un momento mencionaba que Electricité de France hace hincapié en el drenaje. Por ejemplo, en los canales de fuerza, los niveles suben con facilidad; ponen capas drenantes, digamos bases porosas (pueden ser drenantes) y otras capas adicionales; o sea, le dan una capacidad, inclusive sobrada. Entonces, depende del caso, depende de lo que uno en sus estudios de riesgos quiera tener en cuenta. El espaciamiento (todo) está en función de lo que uno quiera también; de los riesgos que quiera correr. Depende del caso. Lo ideal es tener un canal donde se baje el nivel y no suceda nada y toda el agua se salga y demás, ¿verdad?. Todo está ligado con estudios económicos. Pero sí, que se tomen en cuenta siempre en el proyecto todas esas posibilidades y saber que puede eso ocurrir y que las medidas que debemos tomar son "tales".

ING. CARLOS J. OROZCO Y OROZCO.

Me permito hacer una aclaración a lo dicho por el Ing. Cárdenas. Cuando en el Alimentador Central vimos las posibilidades de colocar subdrenaje, hicimos un cálculo de lo más racional posible de las necesidades, exclusivamente tomando en cuenta la liberación del agua infiltrada por el revestimiento de concreto, que es bastante baja, y llegamos (cerca del centro del canal cerca de los colectores) a necesitar del orden de 60 a 80 cm de filtro. Entonces, cuando pasó eso que indicaba usted de que no se liberan las presiones, es porque generalmente usamos capas muy reducidas que no son capaces de conducir rápidamente toda el agua que se ha infiltrado. Y quisiera abundar en las bondades del concreto asfáltico; una de ellas es que la permeabilidad del concreto hidráulico es diferente que la permeabilidad del revestimiento de concreto hidráulico; son dos cosas muy diferentes: una es la permeabilidad del concreto en sí y otra la del revestimiento; en cambio, en la del

concreto asfáltico es prácticamente la misma, ya que no tenemos - juntas, no tenemos toda esa serie de detalles que pueden ser importantes. Muchas gracias.

ING. CARDENAS N.

Ing. Carlos Orozco, tengo una duda a este respecto. - En el drenaje que señaló el Ing. Orozco, hay una zanjita donde se coloca el tubo que va a liberar el agua infiltrada. Se llena eso de una grava y se le pone, le señaló usted, concreto asfáltico como tapándolo, ¿verdad?. Bueno, qué esa zanja con esa grava será capaz de liberar, de expulsar esa agua con la suficiente rapidez para evitar un levantamiento de losas?.

ING. OROZCO S.

Ing. Cárdenas, esa agua que estamos nosotros considerando y esos colectores de drenaje son para el agua que se pasa - por filtración.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**CONTROL DE CALIDAD EN OBRAS CIVILES**

**SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD**

**ING. RAUL V. OROZCO SANTOYO**

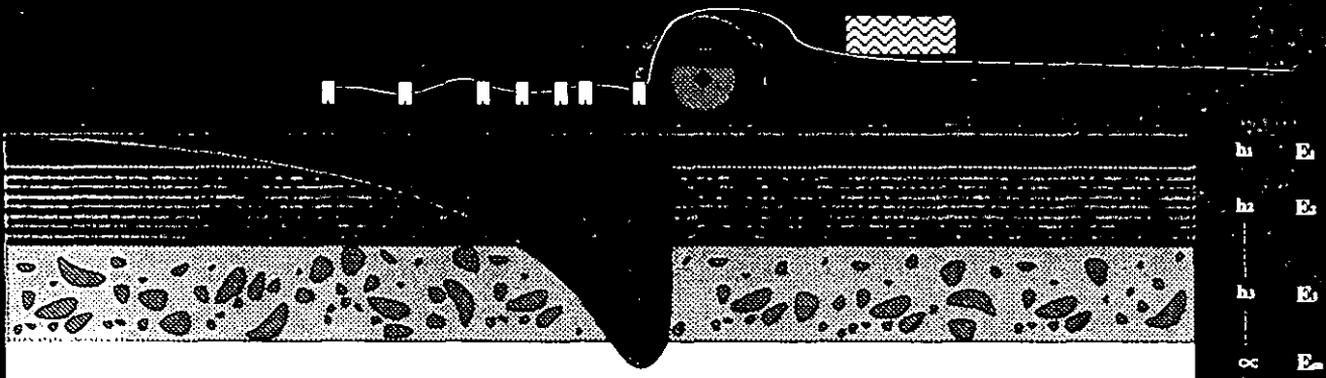
**MAYO 1994**

**RAUL VICENTE OROZCO y Cía.  
SUPERVISION Y CONTROL DE CALIDAD**

**EVALUACION DE PAVIMENTOS CON EL EQUIPO KUAB-2m-FWD  
(FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER-DOBLE MASA)  
Y SIMULACION DEL COMPORTAMIENTO DE PAVIMENTOS POR COMPUTADORA**



**KUAB-2m-FWD**



**1. MEDICION DE DEFLEXIONES DINAMICAS BAJO CARGAS REPETIDAS.** Puede simularse el efecto producido por el paso del tránsito de vehículos. Mediante un plato o placa segmentada de 30 ó 45 cm de diámetro, el cual al dejar caer libremente pesos de diferentes alturas, transmite una carga de 2 t a 8 t para autopistas y de 3 t a 15 t para aeropistas. El equipo está provisto de siete sismómetros (sensores), que registran la deflexión máxima producida por el efecto de la carga.

**2. CALIFICACION ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO.** Se efectúa a partir del espectro de deflexiones cuya área de influencia (Índice Estructural) está asociada a la capacidad estructural del pavimento. A menor área mayor calificación.

**3. OBTENCION DE MODULOS ELASTICOS EN LAS CAPAS.** Los valores de deflexión de cada uno de los sismómetros se almacena en la computadora del Equipo, información que posteriormente se procesa mediante programas especiales de cómputo, lo que permite conocer los valores de los módulos elásticos para las diferentes capas que forman el pavimento y las terracerías.

**4. SIMULACION DE ESTRUCTURACIONES DE PAVIMENTO POR COMPUTADORA.** A partir del Método de Elementos Finitos (MEF) es posible conocer la máxima deformación unitaria a tensión (horizontal) en el plano inferior de la carpeta asfáltica, la máxima deformación unitaria a compresión (vertical) de las capas inferiores del pavimento y el máximo esfuerzo de tensión en el plano inferior de las capas del pavimento (cuando están rigidizadas). Mediante análisis de fatiga, se obtiene el máximo número de aplicaciones de carga de los vehículos de proyecto para llegar a la falla, lo que permite estimar la vida esperada del pavimento.

**ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA CONDICION ACTUAL**  
**(PROPIEDADES MECANICAS)**

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)		PROPIEDADES MECANICAS		
		km a	km				MODULO DE ELASTICIDAD (E) (kg/cm <sup>2</sup> )	RELACION DE POISSON ( $\nu$ )	
1	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	22	14,508	0.35
		I)	18.70	21.00	A	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	2,092	0.40
		III)	18.25	20.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,277	0.40
		III)	15.20	18.00	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	181	0.45
2	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	22	10,671	0.35
		I)	21.00	24.10	A	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	1,512	0.40
		III)	20.00	24.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,115	0.40
		III)	12.50	15.20	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	137	0.45
3	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	15	24,579	0.35
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	4,474	0.40
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,605	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	251	0.45
4	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	15	10,980	0.35
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	2,409	0.40
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,735	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	136	0.45
5	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	8	10,781	0.35
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	3,900	0.40
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,760	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	192	0.45
6	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	8	10,781	0.35
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	2,350	0.40
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,150	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	187	0.45

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (PRIMERA ETAPA).  
 CORTE DE 25 cm Y RECICLADO PARA SUB-BASE RIGIDIZADA CON CEMENTO  
 Y PROTECCION CON CARPETA ASFALTICA  
 (PROPIEDADES MECANICAS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	PROPIEDADES MECANICAS		
		km a	km			MODULO DE ELASTICIDAD (E) (kg/cm <sup>2</sup> )	RELACION DE POISSON ( ν )	
7	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	35,000	0.35
			18.70	21.00	A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	70,000	0.20
		III)	18.25	20.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 17	2,092	0.40
			15.20	18.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	1,277	0.40
					B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	181	0.45
8	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	35,000	0.35
			21.00	24.10	A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	70,000	0.20
		III)	20.00	24.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 17	1,512	0.40
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	1,115	0.40
			12.50	15.20	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	137	0.45
9	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	35,000	0.35
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	70,000	0.20
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 10	4,474	0.40
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	2,605	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	251	0.45
10	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	35,000	0.35
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	70,000	0.20
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 10	2,409	0.40
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	1,735	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	136	0.45
11	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	35,000	0.35
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	70,000	0.20
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-	-
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	2,760	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	192	0.45
12	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	35,000	0.35
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	70,000	0.20
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-	-
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	1,150	0.40
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	187	0.45

Tabla 2

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (SEGUNDA ETAPA).  
CONSTRUCCION DE BASE TOTALMENTE TRITURADA Y CARPETA ASFALTICA (2)  
SOBRE LA CARPETA ASFALTICA (1) DE LA PRIMERA ETAPA  
(PROPIEDADES MECANICAS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	PROPIEDADES MECANICAS		
		km a	km			MODULO DE ELASTICIDAD (E) (kg/cm <sup>2</sup> )	RELACION DE POISSON (ν)	
13	A	I) 15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
		I) 18.70	21.00	A	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	35,000	0.35
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	70,000	0.20
		III) 18.25	20.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	2,092	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,277	0.40
III) 15.20	18.00	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	181	0.45		
14	B	I) 12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
		I) 21.00	24.10	A	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	35,000	0.35
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	70,000	0.20
		III) 20.00	24.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	1,512	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,115	0.40
III) 12.50	15.20	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	137	0.45		
15	C	II) 45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	35,000	0.35
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	4,474	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,605	0.40
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	251	0.45		
16	D	II) 46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	35,000	0.35
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	2,409	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,735	0.40
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	136	0.45		
17	E	IV) 46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	35,000	0.35
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-	-	-
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,760	0.40
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	192	0.45		
18	F	IV) 46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	35,000	0.35
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-	-	-
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,150	0.40
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	187	0.45		

\* La reducción en el espesor de la carpeta asfáltica de 5 cm a los casos 13 a 18) se consideró para tomar en cuenta el efecto del deterioro (desgaste, etc.) en la primera etapa (caso 7 a 12)

ESTRUCTURACIONES ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (ETAPA UNICA).  
 CORTE DE 25 cm Y RECICLADO PARA FORMAR SUB-BASE RIGIDIZADA CON CEMENTO,  
 CONSTRUCCION DE BASE TOTALMENTE TRITURADA Y CARPETA ASFALTICA  
 (PROPIEDADES MECANICAS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)		PROPIEDADES MECANICAS	
		km	km				MODULO DE ELASTICIDAD (E) (kg/cm <sup>2</sup> )	RELACION DE POISSON ( $\nu$ )
19	A	I) 15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	35,000	0.35
		I) 18.70	21.00	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	70,000	0.20
		III) 18.25	20.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	2,092	0.40
		III) 15.20	18.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,277	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	181	0.45
20	B	I) 12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	35,000	0.35
		I) 21.00	24.10	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	70,000	0.20
		III) 20.00	24.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	1,512	0.40
		III) 12.50	15.20	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,115	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	137	0.45
21	C	II) 45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	4,474	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,605	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	251	0.45
22	D	II) 46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	2,409	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,735	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	136	0.45
23	E	IV) 46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,760	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	2,760	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	192	0.45
24	F	IV) 46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	35,000	0.35
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	4,000	0.40
					SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	70,000	0.20
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,150	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	1,150	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	187	0.45

**ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SOBRECARPETA ASFALTICA EN EL PAVIMENTO EXISTENTE  
 (PROPIEDADES MECANICAS)**

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	PROPIEDADES MECANICAS	
		km a	km			MODULO DE ELASTICIDAD (E) (kg/cm <sup>2</sup> )	RELACION DE POISSON ( $\nu$ )
25	C	II) 45.40	46.35	A	SOBRECARPETA ASFALTICA (NUEVA) 7	35,000	0.35
					CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE) 15	24,579	0.35
					BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	4,474	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	2,605	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	251	0.45
26	E	IV) 46.00	46.50	B	SOBRECARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	35,000	0.35
					CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE) 8	10,781	0.35
					BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	3,900	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	2,760	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	192	0.45
27	F	IV) 46.50	46.80	B	SOBRECARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	35,000	0.35
					CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE) 8	10,781	0.35
					BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	2,350	0.40
					SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	1,150	0.40
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300	187	0.45

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA CONDICION ACTUAL  
(RESULTADOS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	CARGA (t)	DEFORMACION UNITARIA		ESFUERZO DE TENSION EN CAPA RIGIDIZADA ( $\sigma_1$ ) kg/cm <sup>2</sup>	CICLOS A LA FALLA (N <sup>o</sup> )			
		km a	km				COMPRESION $1 \times 10^{-4}$ (mm)	TENSION $1 \times 10^{-4}$ (mm)		POR COMPRESION $1 \times 10^7$	POR TENSION $1 \times 10^7$	POR ESFUERZO DE TENSION $1 \times 10^7$	
1	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE) 22	5.5	3.31	0.79	-	3.250	7.290	
			18.70	21.00	A	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	10.0	4.85	1.42	-	0.658	0.395	
			18.25	20.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	18.0	4.38	1.28	-	1.010	0.672	
			15.20	18.00	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
2	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE) 22	5.5	4.38	1.05	-	1.010	1.820	
			21.00	24.10	A	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	10.0	6.39	1.87	-	0.208	0.099	
			20.00	24.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	18.0	5.73	1.69	-	0.328	0.168	
			12.50	15.20	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
3	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE) 15	5.5	2.80	0.45	-	6.540	1.220	
					A	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	10.0	4.06	1.59	-	1.380	0.220	
					A	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	18.0	3.66	0.74	-	2.140	10.400	
					A	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
4	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE) 15	5.5	4.31	0.60	-	1.080	29.900	
					A	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	10.0	5.81	1.10	-	0.238	1.440	
					A	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	18.0	5.42	0.99	-	0.371	2.440	
					A	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
5	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE) 8	5.5	4.13	-0.01	-	1.280	∞	
					B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	10.0	5.81	-0.23	-	0.309	∞	
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	18.0	5.42	-0.21	-	0.414	∞	
					B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
6	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE) 8	5.5	4.46	0.34	-	0.932	49.700	
					B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	10.0	6.13	0.64	-	0.248	20.900	
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15	18.0	5.51	0.58	-	0.386	35.800	
					B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (PRIMERA ETAPA).  
CORTE DE 25 cm Y RECICLADO PARA SUB-BASE RIGIDIZADA CON CEMENTO  
Y PROTECCION CON CARPETA ASFALTICA  
(RESULTADOS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	CARGA (t)	DEFORMACION UNITARIA		ESFUERZO DE TENSION EN CAPA RIGIDIZADA ( $\sigma_t$ ) kg/cm <sup>2</sup>	CICLOS A LA FALLA (N #)			
		km a	km				COMPRESION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)	TENSION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)		POR COMPRESION $1 \times 10^7$	POR TENSION $1 \times 10^7$	POR ESFUERZO DE TENSION $1 \times 10^7$	
7	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	5.5	2.29	-	2.26	15.000	-	135.000
			18.70	21.00	A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	10.0	3.68	-	3.77	2.090	-	18.600
		III)	18.25	20.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 17	18.0	3.30	-	3.39	3.290	-	30.600
			15.20	18.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300								
8	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	5.5	2.85	-	2.48	6.080	-	101.000
			21.00	24.10	A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	10.0	4.62	-	4.10	0.806	-	12.000
		III)	20.00	24.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 17	18.0	4.17	-	3.69	1.240	-	20.600
			12.50	15.20	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300								
9	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	5.5	1.94	-	1.93	29.900	-	209.000
					A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	10.0	3.05	-	3.24	4.550	-	37.300
					A	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 10	18.0	2.75	-	2.91	7.020	-	57.600
					A	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300								
10	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	5.5	2.85	-	2.40	6.080	-	113.000
					A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	10.0	4.62	-	4.00	0.806	-	13.700
					A	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 10	18.0	4.17	-	3.59	1.240	-	23.500
					A	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300								
11	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	5.5	2.24	-	2.39	16.600	-	114.000
					B	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	10.0	3.54	-	3.97	2.450	-	14.300
					B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) -	18.0	3.18	-	3.57	3.820	-	24.200
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300								
12	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA) 5	5.5	2.33	-	2.60	13.900	-	86.600
					B	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	10.0	3.68	-	4.33	2.090	-	8.890
					B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) -	18.0	3.31	-	3.90	3.250	-	15.700
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
					CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300								

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (SEGUNDA ETAPA).  
CONSTRUCCION DE BASE TOTALMENTE TRITURADA Y CARPETA ASFALTICA (2)  
SOBRE LA CARPETA ASFALTICA (1) DE LA PRIMERA ETAPA  
(RESULTADOS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	CARGA (t)	DEFORMACION UNITARIA		ESFUERZO DE TENSION EN CAPA RIGIDIZADA ( $\sigma_1$ ) kg/cm <sup>2</sup>	CICLOS A LA FALLA (N <sub>f</sub> )				
		km	a km				COMPRESION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)	TENSION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)		POR COMPRESION $1 \times 10^7$	POR TENSION	POR ESFUERZO DE TENSION $1 \times 10^7$		
13	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	5.5	1.51	0.01	7.23	84.700	$2.3 \times 10^{17}$	525.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	10.0	2.54	0.06	2.03	9.740	$2.96 \times 10^{13}$	183.000
		III)	18.25	20.00	B	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	18.0	2.29	0.04	1.83	15.000	$2.25 \times 10^{14}$	238.000
						SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25							
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15							
CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300													
14	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	5.5	1.91	0.01	1.30	31.900	$2.30 \times 10^{17}$	479.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	10.0	3.27	0.05	2.15	3.420	$7.36 \times 10^{13}$	157.000
		III)	20.00	24.00	B	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	18.0	2.93	0.05	1.94	5.380	$7.36 \times 10^{13}$	208.000
						SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25							
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15							
CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300													
15	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	5.5	1.36	0.01	1.10	138.000	$2.3 \times 10^{17}$	823.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	10.0	2.13	0.06	1.81	20.400	$2.96 \times 10^{13}$	245.000
		III)	48.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	18.0	1.91	0.05	1.64	32.100	$7.36 \times 10^{13}$	306.000
						SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25							
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15							
CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300													
16	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	5.5	1.94	0.01	1.29	29.800	$2.3 \times 10^{17}$	492.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	10.0	3.33	0.05	2.12	3.180	$7.36 \times 10^{13}$	183.000
		III)	48.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	18.0	2.98	0.04	1.90	5.000	$2.25 \times 10^{14}$	218.000
						SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25							
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15							
CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300													
17	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	5.5	1.51	0.01	1.62	84.700	$2.30 \times 10^{17}$	314.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	10.0	2.53	0.05	2.89	9.910	$7.36 \times 10^{13}$	76.900
		III)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	18.0	2.28	0.04	2.42	15.300	$2.25 \times 10^{14}$	110.000
						SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25							
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15							
CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300													
18	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	5.5	1.56	0.01	1.74	73.500	$2.30 \times 10^{17}$	268.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	10.0	2.81	0.05	2.89	8.650	$7.36 \times 10^{13}$	59.100
		III)	46.80	46.80	B	CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	18.0	2.36	0.04	2.60	13.400	$2.25 \times 10^{14}$	86.600
						SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25							
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15							
CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300													

ESTRUCTURACIONES ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (ETAPA UNICA).  
CORTE DE 25 cm Y RECICLADO PARA FORMAR SUB-BASE RIGIDIZADA CON CEMENTO,  
CONSTRUCCION DE BASE TOTALMENTE TRITURADA Y CARPETA ASFALTICA  
(RESULTADOS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	CARGA (t)	DEFORMACION UNITARIA		ESFUERZO DE TENSION EN CAPA RIGIDIZADA ( $\sigma_t$ ) kg/cm <sup>2</sup>	CICLOS A LA FALLA (N)			
		km	a km				COMPRESION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)	TENSION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)		POR COMPRESION $1 \times 10^7$	POR TENSION	POR ESFUERZO DE TENSION $1 \times 10^7$	
19	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	5.5	1.58	0.01	1.73	69.500	$2.30 \times 10^{17}$	272.000
			18.70	21.00	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA) 15	10.0	2.64	0.06	2.89	8.360	$2.96 \times 10^{13}$	59.100
		III)	18.25	20.00	B	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	18.0	2.37	0.06	2.60	12.900	$2.96 \times 10^{13}$	86.600
			15.20	18.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 17							
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
20	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	5.5	1.98	0.01	1.86	27.300	$2.30 \times 10^{17}$	229.000
			21.00	24.10	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA) 15	10.0	3.36	0.06	3.08	3.040	$2.96 \times 10^{13}$	46.000
		III)	20.00	24.00	B	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	18.0	3.01	0.05	2.77	4.780	$7.36 \times 10^{13}$	69.200
			12.50	15.20	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE) 17							
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
21	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	5.5	1.35	0.01	1.53	135.000	$2.30 \times 10^{17}$	354.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA) 15	10.0	2.22	0.06	2.57	17.200	$2.96 \times 10^{13}$	80.100
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	18.0	2.00	0.06	2.31	26.500	$2.96 \times 10^{13}$	127.000
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 10							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
22	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	5.5	2.03	0.01	1.83	25.000	$2.30 \times 10^{17}$	238.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA) 15	10.0	3.42	0.05	3.03	2.810	$7.36 \times 10^{13}$	49.200
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	18.0	3.36	0.05	2.73	3.040	$7.36 \times 10^{13}$	73.000
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 10							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
23	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	5.5	1.58	0.01	1.81	69.500	$2.30 \times 10^{17}$	245.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA) 15	10.0	2.61	0.06	3.01	8.650	$2.96 \times 10^{13}$	50.050
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	18.0	2.36	0.06	2.71	13.200	$2.96 \times 10^{13}$	74.900
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
24	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA (NUEVA) 10	5.5	1.65	0.01	1.95	59.100	$2.30 \times 10^{17}$	204.000
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA) 15	10.0	2.71	0.06	3.25	7.460	$2.96 \times 10^{13}$	36.800
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA) 25	18.0	2.44	0.05	2.71	13.200	$7.36 \times 10^{13}$	74.900
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SOBRECARPETA ASFALTICA EN EL PAVIMENTO EXISTENTE  
 (RESULTADOS)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	CARGA (t)	DEFORMACION UNITARIA		ESFUERZO DE TENSION EN CAPA RIGIDIZADA ( $\sigma_t$ ) <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	CICLOS A LA FALLA (N t)			
		km a	km				COMPRESION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)	TENSION $1 \times 10^{-4}$ (m/m)		POR COMPRESION $1 \times 10^7$	POR TENSION $1 \times 10^7$	POR ESFUERZO DE TENSION $1 \times 10^7$	
25	C	II)	45.40	46.35	A	SOBRECARPETA (NUEVA) 7	5.5	1.77	0.41	-	43.900	198.000	
						CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE) 15	10.0	2.65	1.17	-	8.170	1.050	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	18.0	2.38	0.66	-	12.600	18.400	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
26	E	IV)	46.00	46.50	B	SOBRECARPETA (NUEVA) 10	5.5	2.50	0.48	-	10.400	90.200	
						CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE) 8	10.0	3.80	1.20	-	1.820	0.924	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	18.0	3.40	0.72	-	2.890	12.200	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							
27	F	IV)	46.50	46.80	B	SOBRECARPETA (NUEVA) 10	5.5	2.80	0.80	-	6.500	7.020	
						CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE) 8	10.0	4.13	1.28	-	1.290	0.670	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE) 20	18.0	3.40	1.09	-	2.890	1.490	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE) 15							
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES) 300							

**ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA CONDICION ACTUAL**  
**(VIDA ESPERADA)**

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO			ESPESOR DE CAPA (cm)		VIDA ESPERADA (AÑOS)	
		km	a km	CUERPO				
1	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	22	2.9
		I)	18.70	21.00	A	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
		III)	18.25	20.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
		III)	15.20	18.00	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
2	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	22	0.8
		I)	21.00	24.10	A	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
		III)	20.00	24.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
		III)	12.50	15.20	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
3	C					CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	15	3.8
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
		II)	45.40	46.35	A	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
4	D					CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	15	2.8
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
		II)	46.35	51.15	A	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
5	E					CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	8	3.3
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
		IV)	46.00	46.50	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
6	F					CARPETA ASFALTICA (EXISTENTE)	8	2.8
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
		IV)	46.50	46.80	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	

**NOTAS:**

- a) La distribución vehicular considerada es: B2 = 80 %, C3 = 17.6 % y T3-S2 = 2.4 %
- b) Las cargas consideradas son de 10 t y 5.5 t para eje sencillo y 18 t para eje tándem
- c) La tasa de crecimiento vehicular considerada es 4 % anual

**ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (PRIMERA ETAPA).**  
**CORTE DE 25 cm Y RECICLADO PARA SUB-BASE RIGIDIZADA**  
**CON CEMENTO Y PROTECCION CON CARPETA ASFALTICA**  
**(VIDA ESPERADA)**

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)		VIDA ESPERADA (AÑOS)		
		km a	km						
7	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA)	5	11.6	
			18.70	21.00	A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25		
						B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)		17
		III)	18.25	20.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15		
			15.20	18.00	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300		
8	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA)	5	5.4	
			21.00	24.10	A	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25		
						B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)		17
		III)	20.00	24.00	B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15		
			12.50	15.20	B	CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300		
9	C	II) 45.40		46.35	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA)	5	28.8	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25		
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10		
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15		
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300		
10	D	II) 46.35		51.15	A	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA)	5	8.3	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25		
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10		
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15		
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300		
11	E	IV) 46.00		46.50	B	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA)	5	19.1	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25		
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-		
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15		
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300		
12	F	IV) 46.50		46.80	B	CARPETA ASFALTICA 1 (NUEVA)	5	17.0	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25		
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-		
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15		
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300		

**NOTAS:**

- a) La distribución vehicular considerada es: B2 = 80 %, C3 = 17.6 % y T3-S2 = 2.4 %  
b) Las cargas consideradas son de 10 t y 5.5 t para eje sencillo y 18 t para eje tándem  
c) La tasa de crecimiento vehicular considerada es 4 % anual

ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (SEGUNDA ETAPA).  
CONSTRUCCION DE BASE TOTALMENTE TRITURADA Y CARPETA ASFALTICA (2)  
SOBRE LA CARPETA ASFALTICA (1) DE LA PRIMERA ETAPA  
(VIDA ESPERADA)

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)	VIDA ESPERADA (AÑOS)	
		km a	km				
13	A	I) 15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	34.0
		I) 18.70	21.00	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	
		III) 18.25	20.00	B	SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	
		III) 15.20	18.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	
			SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15			
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300			
14	B	I) 12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	17.0
		I) 21.00	24.10	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	
		III) 20.00	24.00	B	SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	
		III) 12.50	15.20	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	
			SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15			
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300			
15	C	II) 45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	72.4
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	
			SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15			
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300			
16	D	II) 46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	23.3
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	
			SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15			
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300			
17	E	IV) 46.00	48.50	B	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	47.9
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-	
			SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15			
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300			
18	F	IV) 46.50	48.80	B	CARPETA ASFALTICA 2 (NUEVA)	10	44.1
					BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
					CARPETA ASFALTICA 1* (EXISTENTE)	4	
					SUB-BASE RIGIDIZADA (EXISTENTE)	25	
					BASE GRANULAR (EXISTENTE)	-	
			SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15			
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300			

NOTAS:

- a) La distribución vehicular considerada es: B2 = 80 %, C3 = 17.6 % y T3-S2 = 2.4 %  
b) Las cargas consideradas son de 10 t y 5.5 t para eje sencillo y eje tandem  
c) La tasa de crecimiento vehicular considerada es 4 % anual

**ESTRUCTURACIONES ANALIZADAS PARA LA SECCION INVERTIDA (ETAPA UNICA).  
 CORTE DE 25 cm Y RECICLADO PARA FORMAR SUB-BASE RIGIDIZADA CON CEMENTO,  
 CONSTRUCCION DE BASE TOTALMENTE TRITURADA Y CARPETA ASFALTICA  
 (VIDA ESPERADA)**

CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)		VIDA ESPERADA (AÑOS)	
		km a	km					
19	A	I)	15.40	17.80	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	30.8
			18.70	21.00	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
		III)	18.25	20.00	B	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	
			15.20	18.00	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300				
20	B	I)	12.80	15.40	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	15.5
			21.00	24.10	A	BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
		III)	20.00	24.00	B	SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	
			12.50	15.20	B	BASE GRANULAR (EXISTENTE)	17	
					B	SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300				
21	C	II)	45.40	46.35	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	66.0
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300				
22	D	II)	46.35	51.15	A	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	20.0
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	10	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300				
23	E	IV)	46.00	46.50	B	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	43.9
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300				
24	F	IV)	46.50	46.80	B	CARPETA ASFALTICA (NUEVA)	10	40.3
						BASE TOTALMENTE TRITURADA (NUEVA)	15	
						SUB-BASE RIGIDIZADA (NUEVA)	25	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
			CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300				

**NOTAS:**

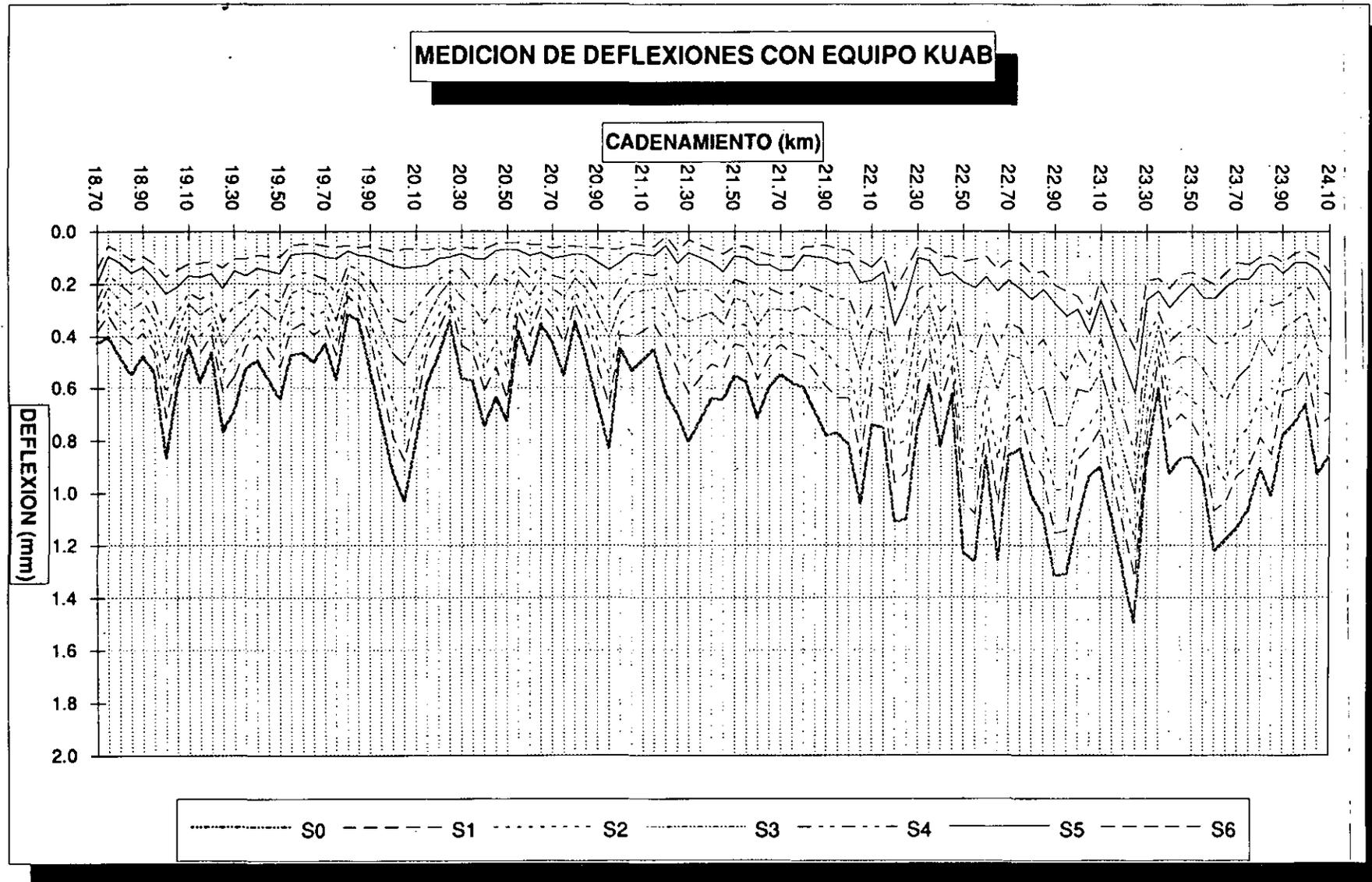
- a) La distribución vehicular considerada es: B2 = 80 %, C3 = 17.6 % y T3-S2 = 2.4 %  
 b) Las cargas consideradas son de 10 t y 5.5 t para eje sencillo y 18 t para eje tándem  
 c) La tasa de crecimiento vehicular considerada es 4 % anual

**ESTRUCTURAS ANALIZADAS PARA LA SOBRECARPETA ASFALTICA  
 EN EL PAVIMENTO EXISTENTE  
 (VIDA ESPERADA)**

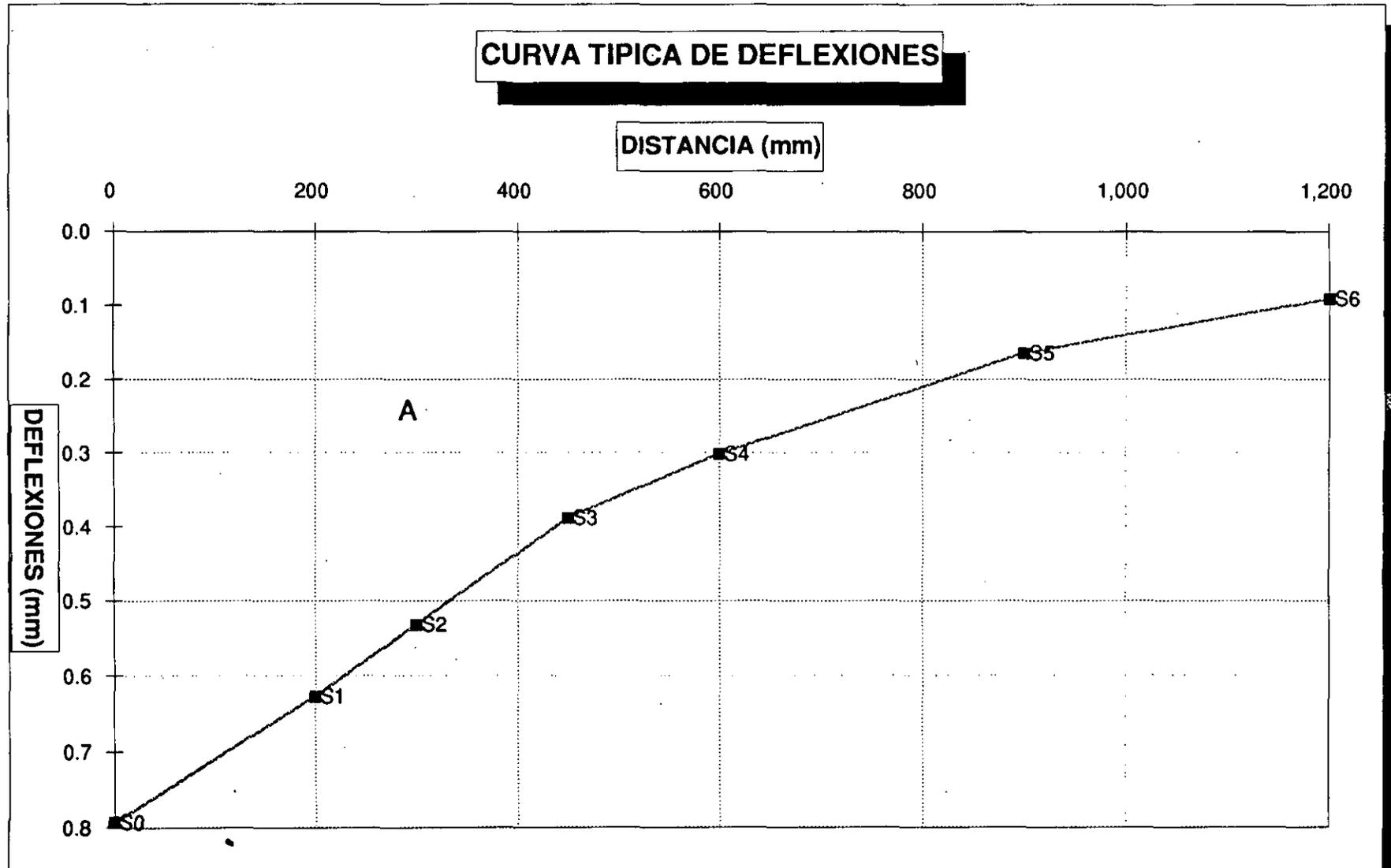
CASO SIMULADO	ZONA	SUBTRAMO		CUERPO	ESPESOR DE CAPA (cm)		VIDA ESPERADA (AÑOS)	
		km	a km					
25	C	II)	45.40	46.35	A	SOBRECARPETA (NUEVA)	7	13.6
						CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE)	15	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
26	E	IV)	46.00	46.50	B	SOBRECARPETA (NUEVA)	10	10.6
						CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE)	8	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	
27	F	IV)	46.50	46.80	B	SOBRECARPETA (NUEVA)	10	7.8
						CARPETA ASFALTICA 1 (EXISTENTE)	8	
						BASE GRANULAR (EXISTENTE)	20	
						SUB-BASE GRANULAR (EXISTENTE)	15	
						CAPAS INFERIORES (EXISTENTES)	300	

**NOTAS:**

- a) La distribución vehicular considerada es: B2 = 80 %, C3 = 17.6 % y T3-S2 = 2.4 %
- b) Las cargas consideradas son de 10 t y 5.5 t para eje sencillo y 18 t para eje tándem
- c) La tasa de crecimiento vehicular considerada es 4 % anual



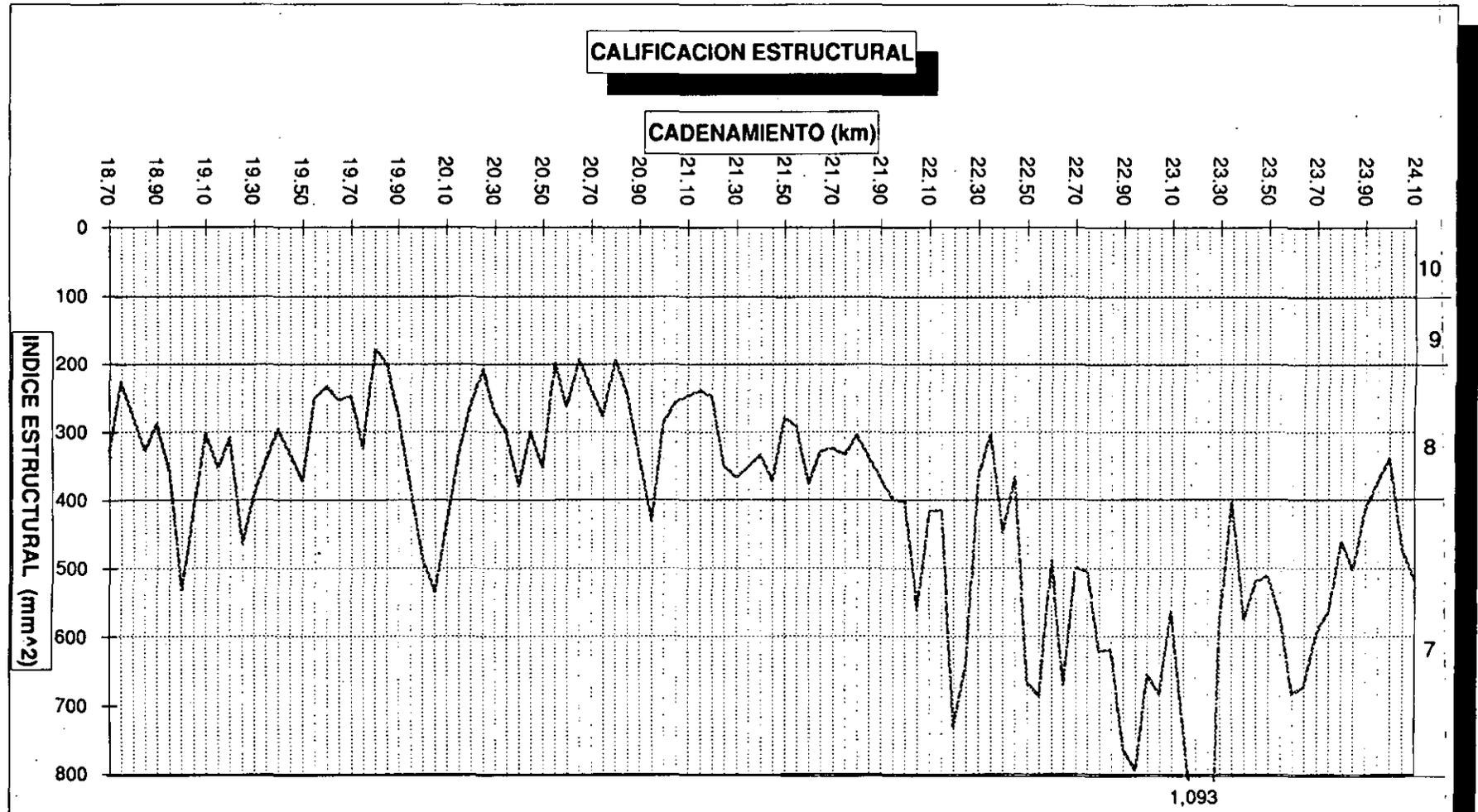
PROMEDIO DE CARGA : 5,833 kg



A = AREA = INDICE ESTRUCTURAL ( $I_e$ ) = 428.6 mm<sup>2</sup>

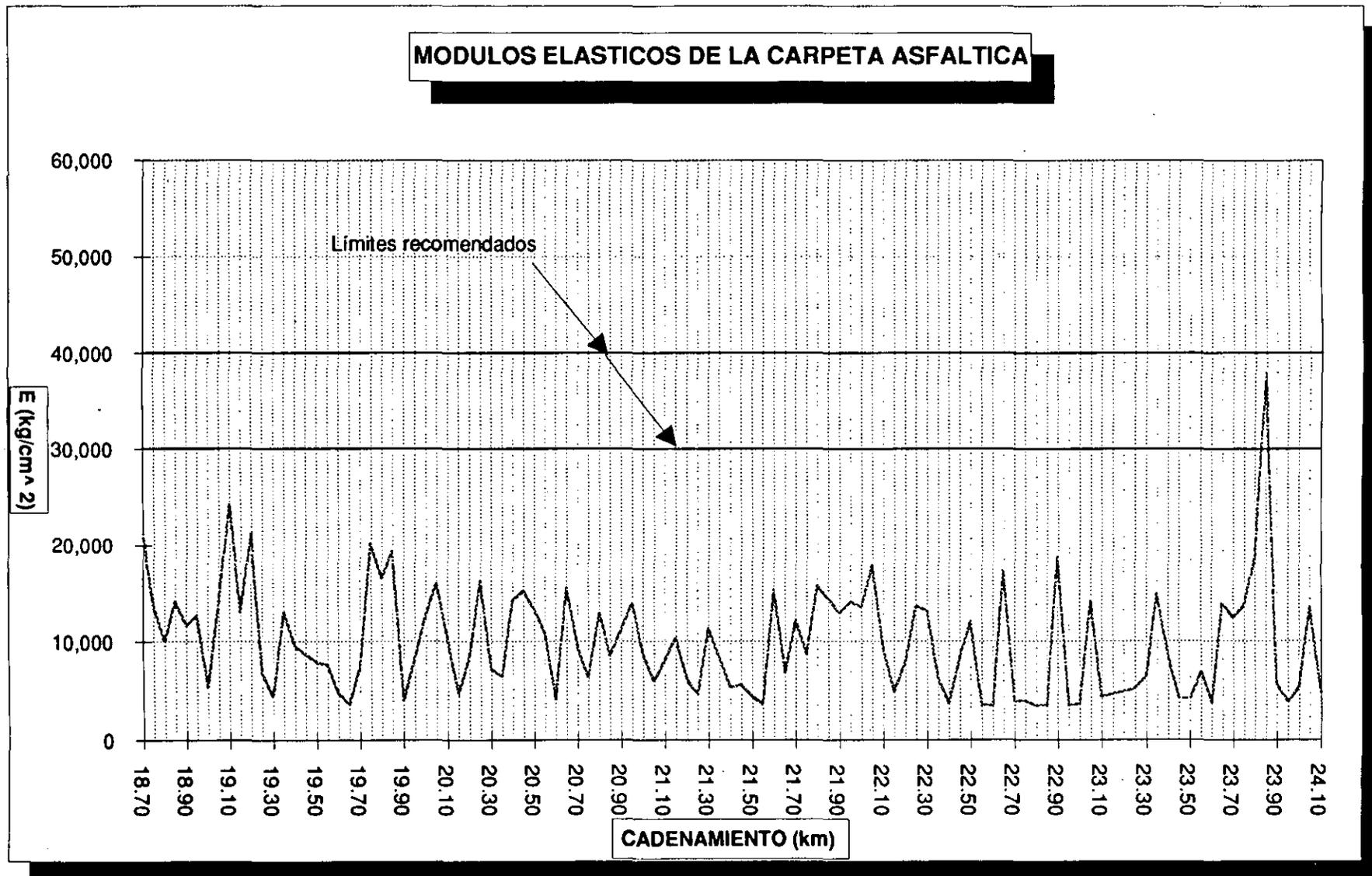
**RAUL VICENTE OROZCO y Cía.**  
**AUTOPISTA : MEXICO-TIZAYUCA**  
**SUBTRAMO I km 12 A km 24 (CUERPO A)**

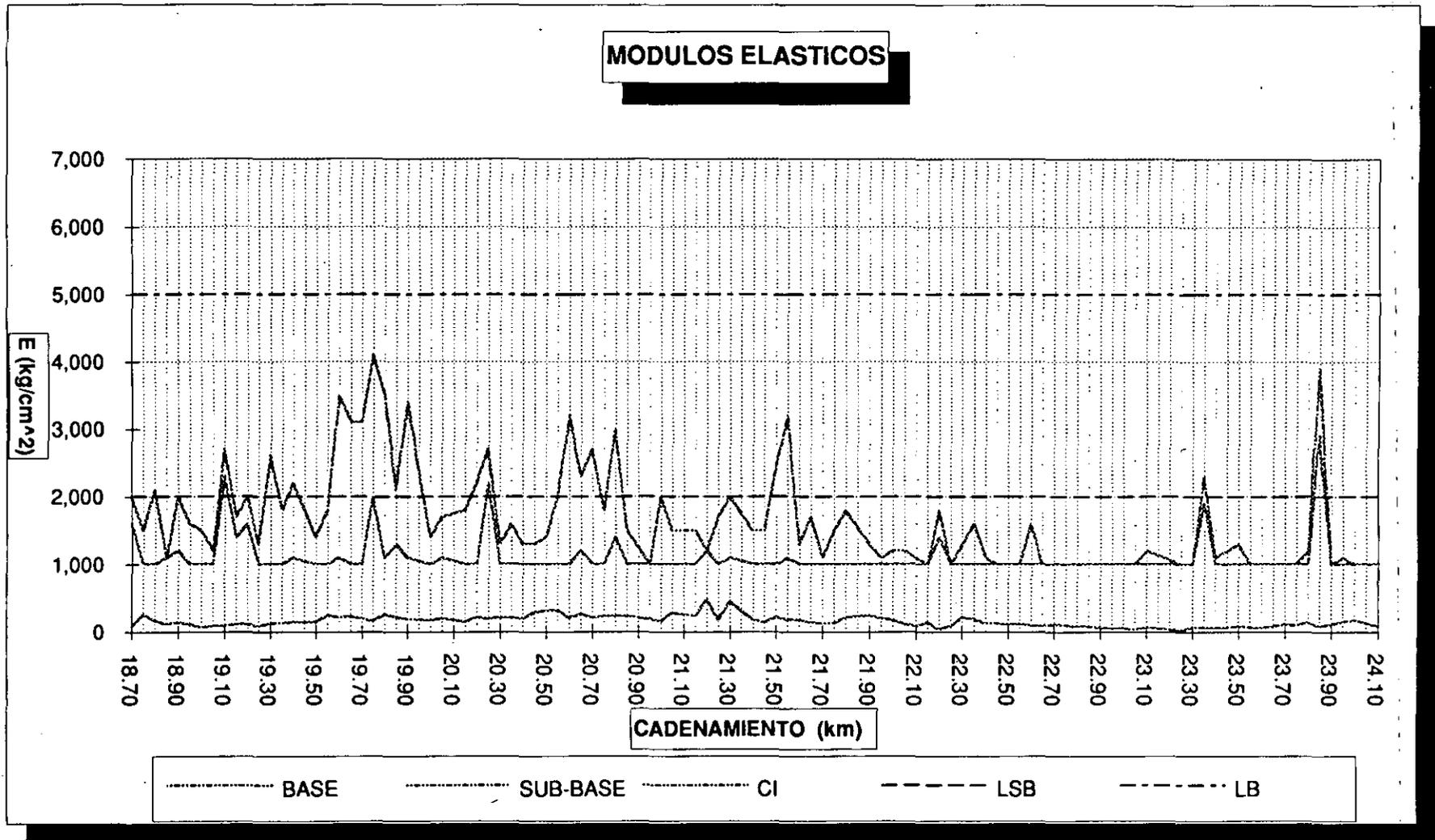
ESTUDIO REALIZADO PARA: CAPUFE



**CALIFICACION**

10	EXCELENTE	0.0 %
9	MUY BUENA	4.0 %
8	BUENA	55.0 %
7	REGULAR	40.0 %
6	MALA	1.0 %
5	PESIMA	0.0 %





CI=CAPAS INFERIORES:  
 SUBRASANTE  
 SUBYACENTE  
 TERRAPLEN  
 TERRENO NATURAL

LSB=Límite inferior recomendado para sub-base  
 LB=Límite superior recomendado para base

**MALLA DE ELEMENTOS FINITOS**

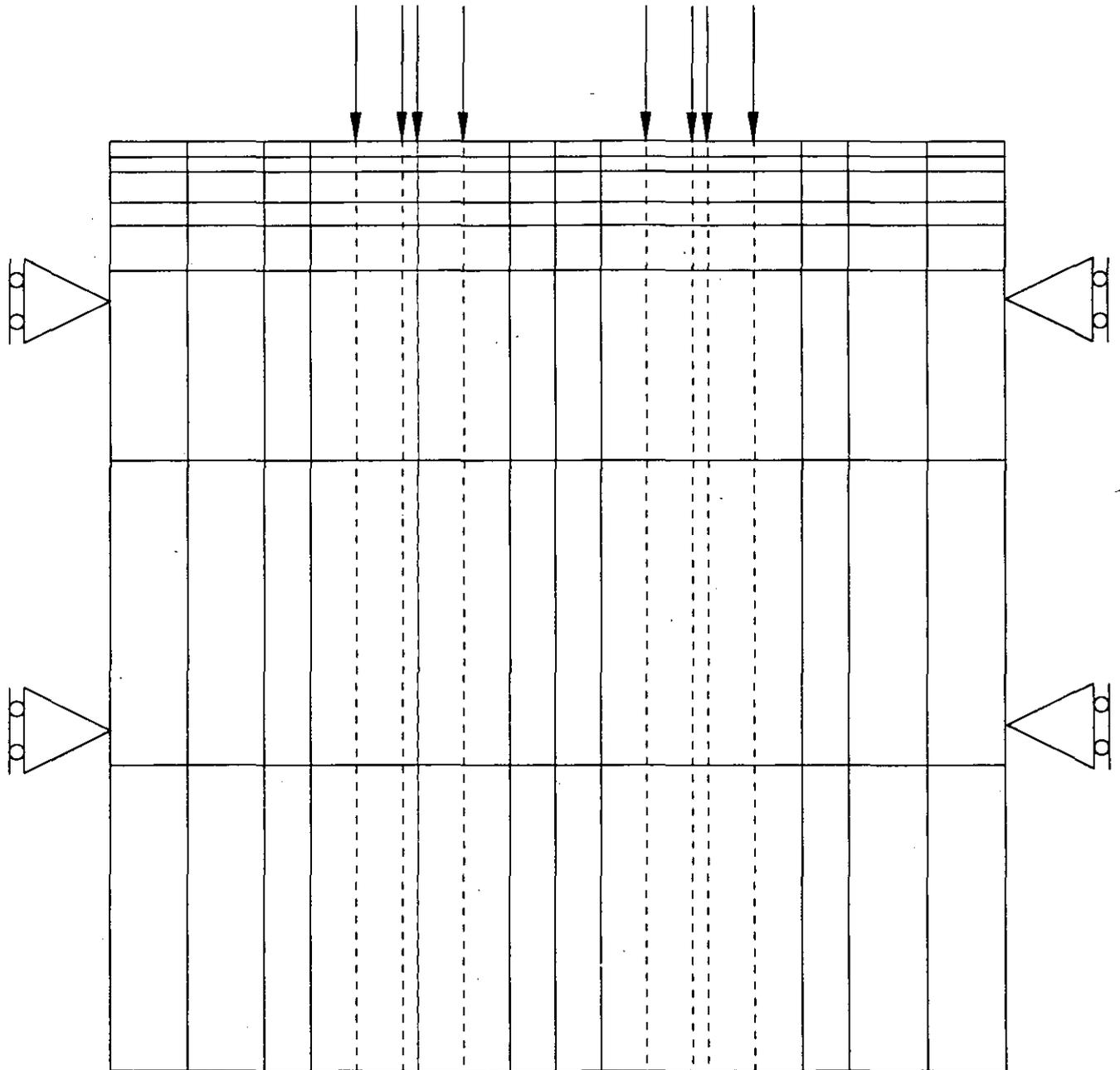


Lámina 18



**REHABILITACION DE LA AUTOPISTA MEXICO-TIZAYUCA  
SUBTRAMOS DEL km 12 AL km 24 (AMBOS CUERPOS)  
Y DEL km 46.35 AL km 51 (CUERPO A)**

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

**SECCION INVERTIDA**

**Primera etapa**

**1) FORMACION DE SUB-BASE RIGIDIZADA (SBR), MEDIANTE EL CORTE (25 cm) Y EL RECICLADO DEL PAVIMENTO EXISTENTE, CON CEMENTO PORTLAND (7 %) Y AGUA. COMPACTACION CON EQUIPO VIBRATORIO Y CURADO CON AGUA Y MEMBRANA ASFALTICA (RIEGO DE IMPREGNACION)**

**a) Corte y disgregado.** Se efectuará en la zona marcada en las Láminas 1 (km 12 a km 24, ambos cuerpos) y 3 (km 46.35 a km 51, cuerpo A), con una máquina *Wirtgen Mod. 2100 DC-R* o similar, de tal manera que se asegure una mezcla homogénea entre la carpeta asfáltica actual y la base granular. La profundidad de corte será de 25 cm, a partir del nivel de la rasante actual. El corte deberá tener una longitud tal, que queden diariamente tramos completos terminados a todo lo ancho del carril de baja velocidad (3.5 m).

**b) Adición y mezclado de agua con cemento Portland.** Simultáneamente al "corte y disgregado" indicado en la actividad a), deberá añadirse agua y cemento Portland, de tal manera que se asegure una mezcla íntima entre los ingredientes. La relación agua/cemento será de  $0.35 \pm 0.02$  y el contenido de cemento Portland de  $7 \pm 1$  %, con relación al peso de los agregados secos; el agua de absorción deberá considerarse aparte. La máquina *Wirtgen Mod. 2100 DC-R* (o similar) deberá tener los dispositivos automáticos para el preciso control de la mezcla. El cemento será Portland tipo I.

**c) Compactación vibratoria.** Inmediatamente después de la actividad b), se procederá a la compactación con equipo vibratorio *Dynapac Mod. CC-43* (doble rodillo liso y 3 velocidades) o similar. Se darán 6 pasadas del equipo compactador por un mismo punto, para obtener la máxima compacidad posible de la capa por compactar. Mediante tramos de prueba, se ajustará el número de pasadas y se definirá la velocidad de recorrido del equipo compactador, así como la amplitud y la frecuencia de oscilación del equipo vibratorio. Los ajustes en espesor se efectuarán con motoconformadora convencional, para dar el espesor de la capa compactada indicado en las Láminas 1 (km 12 a km 24, ambos cuerpos) y 3 (km 46.35 a km 51, cuerpo A).



**d) Curado con agua y membrana asfáltica.** Al finalizar la actividad c), en el tramo completamente terminado en el día (con un ancho de 3.5 m), se aplicarán 2 riegos superficiales con agua limpia, a razón de 1.5 litros/m<sup>2</sup>, para ayudar al fraguado del cemento en la capa de **SBR**, con un intervalo de  $7 \pm 1$  horas entre los mismos. En ningún caso deberá permitirse que la superficie de la capa se muestre seca, ya que se trata de mantenerla siempre húmeda hasta que se aplique el riego asfáltico que servirá como membrana de curado y riego de impregnación. Esta película protectora estará constituida por emulsión catiónica de rompimiento rápido RR-2K, aplicado a razón de 1 litro/m<sup>2</sup>. También podrá utilizarse asfalto rebajado FM-1. En caso de que la empresa constructora no disponga de productos asfálticos, deberá mantener por su cuenta la humedad en la superficie de la capa terminada, mediante riegos sucesivos. La membrana asfáltica servirá también para proteger parcialmente la capa terminada contra el deterioro causado por el tránsito del equipo de construcción.

## **2) APLICACION DE RIEGO DE LIGA Y CONSTRUCCION DE CARPETA ASFALTICA PROTECTORA (5 cm)**

**a) Carpeta asfáltica de protección.** Una vez terminada la actividad 1d), se procederá al barrido y la limpieza general de la superficie a cubrir de concreto asfáltico (5 cm), según se indica en las Láminas 1 (km 12 a km 24, ambos cuerpos) y 3 (km 46.35 a km 51, cuerpo A); se deberá dejar un "chafalán" de 3 cm en el acotamiento exterior. La construcción de esta capa deberá hacerse previo riego de liga. El extendido del concreto asfáltico se efectuará con una máquina *Blaw-Knox* Mod. PF-180 H (o similar), que permita la buena distribución y compactación en sus extensiones; además, se deberá instalar el equipo electrónico para el control de los niveles. El riego de liga se hará con asfalto rebajado FR-3, a razón de 0.5 litros/m<sup>2</sup>. El concreto asfáltico (en caliente) se elaborará y compactará de acuerdo con las normas generales de la **SCT**. Los agregados se obtendrán, mediante un tratamiento de trituración total a 3/4" de tamaño máximo. El equivalente de arena para el agregado fino será mayor de 70 %, con una zona de corrección comprendida entre 65 y 70 %.

**b) Obras adicionales.** Para la realización de los trabajos se desviará totalmente el tránsito hacia el carril de alta velocidad de la autopista, para que la empresa constructora pueda trabajar libremente en el carril de baja velocidad. El desvío del tránsito se hará en tramos máximos de 4 a 5 km y no podrá iniciarse otro nuevo tramo hasta que esté totalmente terminado el anterior. Se deberá instalar el señalamiento diurno y nocturno que sea necesario, para lograr la seguridad de los usuarios.



## Segunda etapa

### **1) CONSTRUCCION (15 cm) DE BASE TOTALMENTE TRITURADA (BTT) Y APLICACION DE RIEGO DE IMPREGNACION**

**a) Base totalmente triturada (BTT).** Se construirá una base totalmente triturada (15 cm) con agregados de tamaño máximo de 1 1/2", según se indica en las Láminas 1 (km 12 a km 24, ambos cuerpos) y 3 (km 46.35 a km 51, cuerpo A). El agregado deberá ser duro y sin partículas finas plásticas, preferentemente de origen basáltico. Se compactará con equipo vibratorio *Dynapac* Mod CC-43 (doble rodillo liso y 3 velocidades) o similar, con el número de pasadas necesario para lograr la máxima compactación posible (sin llegar a la rotura de las partículas), definido a partir de un tramo de prueba como se indica en 1c).

**b) Riego de Impregnación.** Se aplicará un riego de impregnación con asfalto rebajado FM-1, a razón de 1.5 litros/m<sup>2</sup>.

### **2) APLICACION DE RIEGO DE LIGA Y CONSTRUCCION DE CARPETA ASFALTICA (10 cm)**

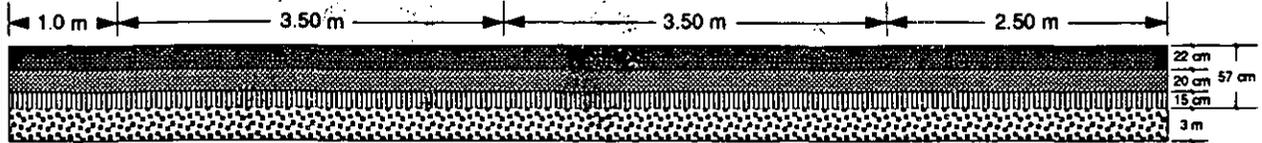
**a) Riego de liga.** Se procederá al barrido y limpieza en general de la superficie terminada en la actividad 1b). El riego de liga se hará con asfalto rebajado FR-3, a razón de 0.5 litros/m<sup>2</sup>.

**b) Carpeta asfáltica.** Se procederá a la construcción de la carpeta asfáltica (10 cm) con agregados de tamaño máximo de 3/4", según se indica en las Láminas 1 (km 12 a km 24, ambos cuerpos) y 3 (km 46.35 a km 51, cuerpo A); se deberá dejar un chaflán de 7 cm de espesor en la zona del acotamiento exterior. El concreto asfáltico (en caliente) se elaborará y compactará de acuerdo con las normas generales de la SCT. El equivalente de arena para el agregado fino será mayor de 70 %, con una zona de corrección comprendida entre 65 y 70 %.



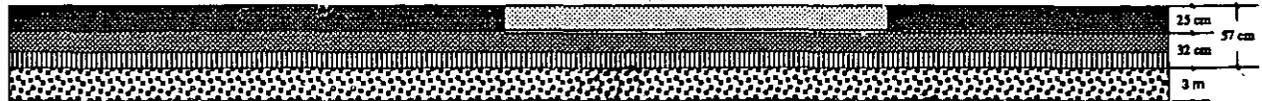
# AUTOPISTA MEXICO - TIZAYUCA PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN DOS ETAPAS (SECCION INVERTIDA) SUBTRAMO: km 12 a km 24 (AMBOS CUERPOS)

Lámina 1



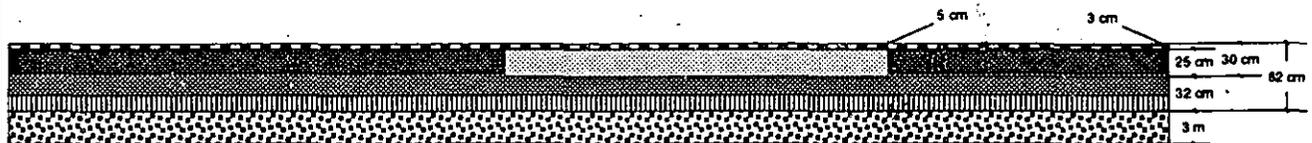
ESTADO ACTUAL.

## PRIMERA ETAPA



[1]

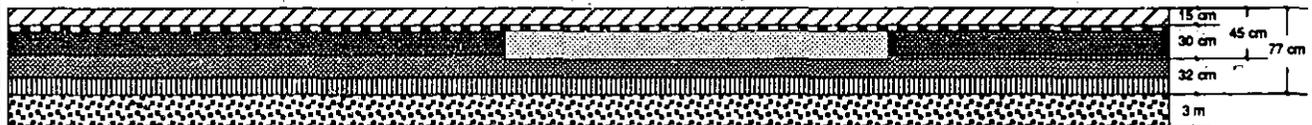
FORMACION DE SUB-BASE RIGIDIZADA (SBR), MEDIANTE EL CORTE (25 cm) Y EL RECICLADO DEL PAVIMENTO EXISTENTE, CON CEMENTO PORTLAND (7 %) Y AGUA. COMPACTACION CON EQUIPO VIBRATORIO Y CURADO CON AGUA Y MEMBRANA ASFALTICA (RIEGO DE IMPREGNACION).



[2]

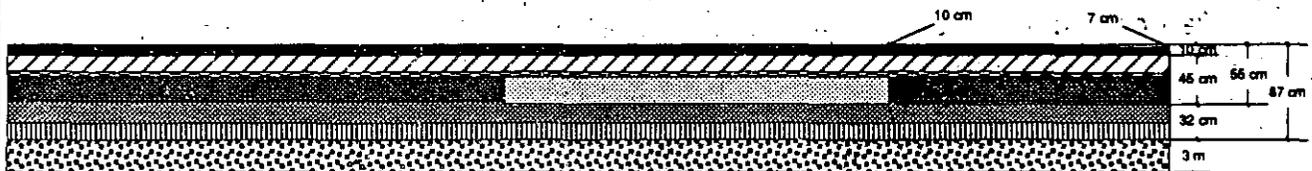
APLICACION DE RIEGO DE LIGA Y CONSTRUCCION DE CARPETA ASFALTICA PROTECTORA (5 cm).

## SEGUNDA ETAPA



[1]

CONSTRUCCION (15 cm) DE BASE TOTALMENTE TRITURADA (BTT) Y APLICACION DE RIEGO DE IMPREGNACION.



[2]

APLICACION DE RIEGO DE LIGA Y CONSTRUCCION DE CARPETA ASFALTICA (10 cm).

CARPETA ASFALTICA

BASE GRANULAR

SUB-BASE GRANULAR

CAPAS INFERIORES